



TITLE:

寒地下水処理に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

神山, 桂一

CITATION:

神山, 桂一. 寒地下水処理に関する研究. 京都大学, 1976, 工学博士

ISSUE DATE:

1976-09-24

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r3166>

RIGHT:

寒地下水処理に関する研究

昭和 51 年 3 月

神 山 桂 一

寒地地下水処理に関する研究

昭和51年3月

神山桂一

目 次

緒 論	1
1. 寒冷都市の下水道の現状	1
2. 寒地下水道整備における技術的障害	5
3. 諸外国における寒地下水処理	8
4. 本研究の目的と論文の内容	13
第1章 寒地下水処理の基礎的研究	15
第1節 概 説	15
第2節 活性汚泥による下水の浄化作用	19
第3節 最初沈澱池における浮遊物質除去に影響 する諸因子	25
3-1 沈降速度に及ぼす水温低下の影響	25
3-2 水温低下が浮遊物除去に及ぼす影響	32
3-3 下水処理場における実績	35
3-4 浮遊物除去に及ぼすその他の影響因子	38
3-5 最初沈澱池における浮遊物除去へ及ぼす 寒冷の影響	43
第4節 ばう気槽における溶解性有機物除去に影響 する諸因子	44
4-1 浄化効率に影響する諸要因	44
4-2 ばう気槽における溶解性有機物除去速度	47
4-3 BOD除去速度係数の検討	55
4-4 BOD除去速度係数に及ぼす水温の影響	68
4-5 窒素化合物の酸化分解に及ぼす影響	72

第5節	最終沈澱池における活性汚泥の分離および 総合的な浄化効率に影響する諸因子	83
5-1	二次処理施設での総合的な浄化効率	83
5-2	S V I と水温の関係	85
5-3	S V I の時間的変動	95
5-4	活性汚泥の質的变化	99

第6節	結 語	107
-----	-----	-----

第2章	下水の温度管理に関する研究	109
-----	---------------	-----

第1節	概 説	109
-----	-----	-----

第2節	排出下水の温度に影響する諸因子	112
2-1	水道水の温度	113
2-2	家庭下水の温度	118
2-3	下水温度の変化範囲と周期	124

第3節	下水管内における熱損失	128
3-1	埋設管内からの熱損失	128
3-2	地中温度および地下水温度	133
3-3	管内における熱損失量の実測	138
3-4	管内における温度低下の総量とその意義	150

第4節	融雪水による影響と対策	154
4-1	融雪水の下水道への流入量	155
4-2	水温および下水水質に及ぼす影響	171
4-3	下水温度維持のための融雪水対策	181

第5節	処理場内における熱損失	190
5-1	開水面からの熱損失	191
5-2	ばっ気槽における損失熱量の計算	196
5-3	実施設による下水温度低下量の測定	201
5-4	処理場内での温度維持の方法	215

第6節 結 語	219
第3章 寒地下水処理場の建設と管理に関する研究	222
第1節 概 説	222
第2節 寒地下水処理場の設計基準上の問題点	225
2-1 低水温時の酸素溶解能	225
2-2 ばっ気槽における有機物負荷	230
2-3 最終沈澱池の水面積負荷	245
第3節 寒地下水処理場管理に関する構造上の問題	251
3-1 処理施設の 覆蓋・上屋の構造と保守	251
3-2 平面配置と屋上利用	255
3-3 配管類の凍結防止対策	260
第4節 冬季における運転管理上の問題	265
4-1 低水温時の浄化率向上と活性汚泥濃度	265
4-2 冬季における活性汚泥の生成	270
4-3 融雪時の影響と対策	277
第5節 結 語	290
第4章 結 論	296
参 考 文 献	308

緒 論

1. 寒冷都市の下水道の現状

わが国諸都市の下水道の整備は欧米諸国のそれと比較して非常に立遅れている。そのなかでも特に北陸地方、東北地方および北海道地方の各都市では、他の温暖な地方の都市にくらべてさらに下水道の発達が遅れてきた。その原因は種々考えられる。即ち、わが国封建時代からの伝統である水利、排水には対敵防衛を優先させ、また汚水は排除せずこれを肥料化するという考えかたが基調となり、古来から汲取式の便池を常用し、水洗便所を使用しなかった。近代、現代に至ってもこうした考えかたが容易に抜けきれず、環境衛生面に関する為政者の認識不足あるいは熱意の欠陥も下水道の普及を妨げに大きな理由であった。これに加えて、寒冷な、積雪の多い地方では下水道発達をおくらせる技術的な問題が加わった。即ち、寒冷積雪地では、冬季間は土木工事がほとんど不可能であったこと、地盤の凍上による既設下水管渠の損傷やそれを防ぐために埋設深さが大となり、工事費の増大をきたすこと、融雪時の下水流出量が不定で従来、雨水流出のごと

く比較的適確な推定が行ない難いこと、寒冷な時期に果して生物化学的な下水浄化の方法が利用できるであろうかといった未解決の問題があることも下水道発達をおくらせた原因として見逃すことはできない。特に北海道においては、公安下水道施設を有する都市は昭和42年3月末にはわずか11市のみであった。昭和50年度末にはそれがようやく36市町村に達したが、それでも市街地延面積、わずか23.3%（50年度末）のみがその恩恵に浴するようになったに過ぎない¹¹。また下水処理場も高級処理を行なうものは27ヶ所（10ヶ市町）、簡易処理を行なっているもの1ヶ所の合計28ヶ所で、今後さらに処理場の増設が望まれている。終末処理人口は表-1のごとく約100万人で、北海道内総人口のわずか20%である。こうように下水道の普及率が低いのに、近年、都市への人口の集中が激しく、そのために下水の排出量も急増しこれに付かない河川汚濁をひきおこすまでになってきた。たとえば旭川市は石狩川の上流部に位置し、人口26.5万人の都市であるが、表-1にみられるように現在まだ下水道は全市にゆきわたっていない。未処理の下水はそのまゝ石狩川に放流されている

表 - 1 北海道内下水処理場

(昭和48年3月末現在)⁽²⁾

都市名	処理場名	排水方式	処理方式	排水面積 ha	計画処理人口	現在処理人口
札幌市	創成川	合流式	標準活性汚泥法	1.459	300,000	128,600
	伏古川	"	"	1.460	130,000	108,500
	豊平川	" (一部分流)	"	2.868	300,000	211,800
	新川	" (一部分流)	"	2.467	400,000	158,700
	野幌川	分流式	"	89	25,000	15,000
	定山溪	"	コンクリートリバーシオン法	61	11,000	4,500
小樽市	船浜	"	高速エーレーション法	415	100,000	28,427
旭川市	逸吉	" (一部分流)	高速エーレーション法	687	39,100	21,780
室蘭市	蘭西	分流式	高速エーレーション法	181	57,600	36,000
	崎守	"	標準活性汚泥法	149	20,000	6,700
帯広市	南帯広	"	"	104	10,000	4,648
	帯広川	合流式(分流)	高速エーレーション法	1,003	77,200	30,681
北見市	小泉	" ()	エーレーション法	1,064	61,000	41,717
苫小牧市	浜町	" ()	エーレーション法	1,070	146,500	59,500
	西町	" ()	高速エーレーション法	1,122	88,000	29,000
江別市	大森	分流式	"	208	27,000	21,101
	江別市終末	合流式	標準活性汚泥法	2,206	141,000	20,000
紋別市	紋別市終末	"	"	123	10,000	9,000
大島町	大島	分流式	長時間曝気法	680	33,000	1,562
小計				17,416	1,976,400	944,516
以上の他 昭和51年3月末現在運転中のもの ⁽¹⁾						
大島町	西ノ里	分流式	長時間曝気法			
玉籠市		合流式(分流)		2,088	215,100	33,000
釧路市	古川	"	標準活性汚泥法	1,755	149,400	18,422
岩手県	系光	"	"	321	24,000	14,200
士別市	士別	"	沈殿法	227	15,000	11,600
白老町		分流式(分流)	標準活性汚泥法	481	22,300	4,600
札幌市	厚別	合流式(分流)	"	4,584	200,000	46,300
名寄市	名寄	分流式	"	200	16,000	-
山越市	網走	"	"	133	11,933	-
合計				27,208	2,633,133	1,072,638

が、この下水による石狩川へのBOD負荷は1日当り4845tと推定され⁽³⁾、今一つの有機汚染源であるパルプ工場からの廃水とともに石狩川上流部の水質汚染の原因となっている。

こうした現象は札幌市（豊平川および石狩川下流部⁽⁴⁾⁽⁵⁾⁽⁶⁾⁽⁷⁾）北見市（常呂川⁽⁴⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾）網走市（網走川⁽⁴⁾⁽¹⁾）釧路市（旧釧路川および釧路港内⁽¹⁰⁾）帯広市（帯広川、札内川および十勝川⁽⁴⁾⁽¹¹⁾）函館市およびその周辺町村（函館湾⁽¹²⁾⁽¹³⁾）小樽市（小樽港内⁽¹²⁾⁽¹³⁾）などにも既にあつてきている。これら、諸河川や沿岸水域は水産業（特に鮭、鱒）の保護の上で重要⁽¹⁴⁾であるばかりでなく、用水源としても大きな価値をもつている場合が多く、水質保全は単に衛生的に見地からのみでなく、水資源および水産資源保護の意味で今後ますます重要な課題となつてくる。従つて北海道内の諸都市の下水は、内陸部および沿海地がいずれに位置する都市においてもすべて高度な汚水浄化を必要とする。また一方、一部の工場廃水は都市下水と混合処理によつて、経営困難な中小規模の産業による公害発生を防止に役立つことができ、ひいては地域産業の振興にも寄与することができるであろう。要するにこのような状況、地域が

ありながら、やはり生物学的浄化を中心とした高級処理を成功させることが先決であることがわかる。こうした事情は東北および北陸地方の寒冷積雪地においても、多少条件や重点が異なっているとはいえ共通している。

2. 寒地下水道整備における技術的障害

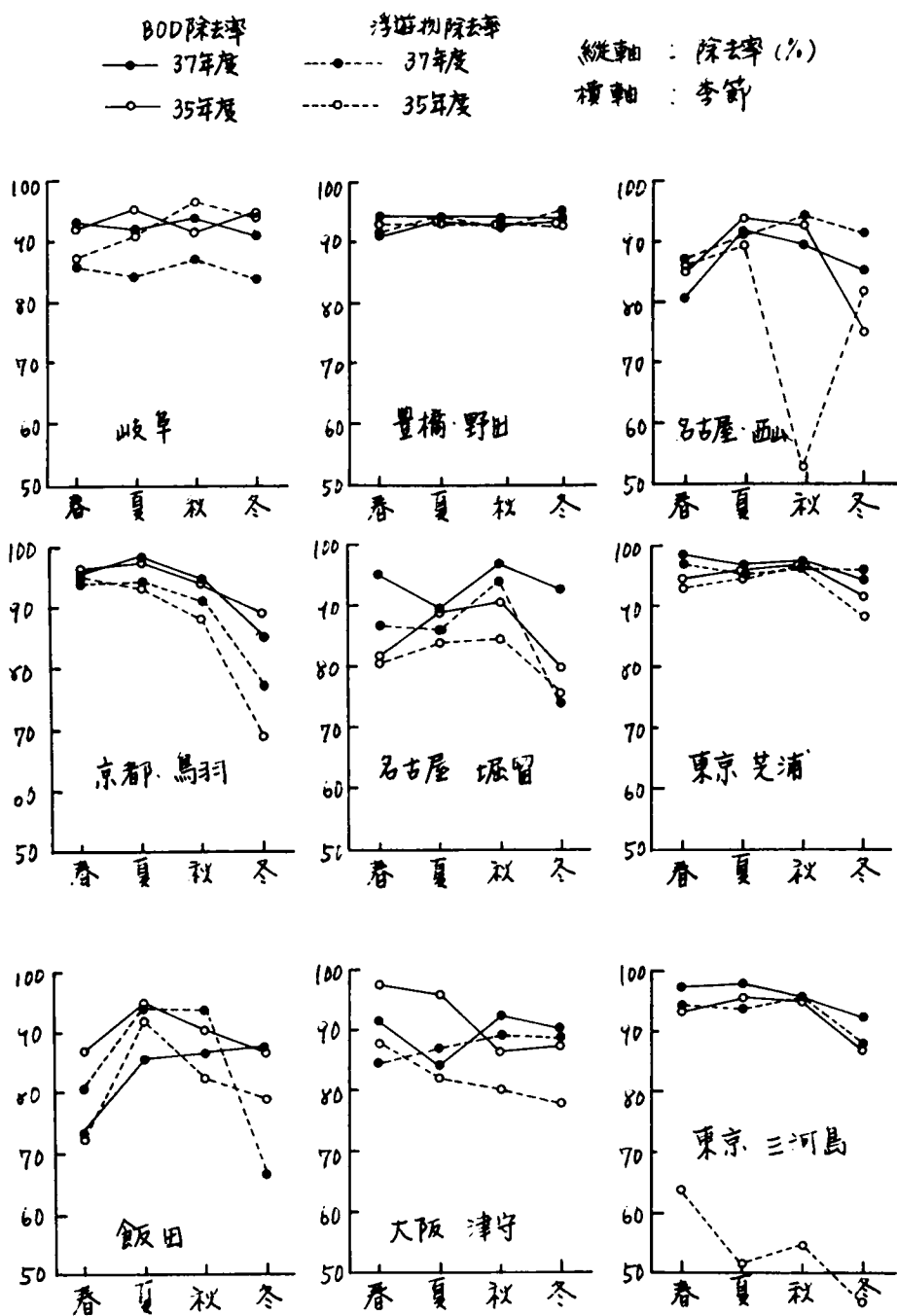
ところで我国の下水処理は欧米にその技術をばらひ、ようやく世界の下水道技術に肩をならべ得るまでになり、各地に種々の方式を用いた終末処理場が建設されるようになった。

これらのうち高度の浄化率を望む処理場ではすべて、微生物の代謝特性に依存する活性汚泥法および散水汙床法を利用している。これらの処理法は現在のところ普通の都市下水の浄化には最もすぐれた方法である。また運転経費も他の方法たとえば薬品を用いた凝集沈澱法ほどと比較して安価である。

これは寒冷地においても同様にいえることで、高い浄化率を目標とする処理場を建設する場合、現状においては活性汚泥法かあるいは散水汙床法かのいずれかを検討の対象とせざるを得ない。しかしながら、これらの下水浄化法は冬季間に下水が低温になると浄化作用にあずかる微生物の活動が衰え、浄化効率が低下してしまう。既設の温暖地下水処理場におい

てもこの傾向は顕著にあらわれている。図-1に既設の数都市における下水処理場における季節ごとの平均BOD除去率と浮遊物質の平均除去率⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾を示した。岐阜市、豊橋市および大阪市津守の下水処理場を除くといずれも冬季には除去率が低くなり、下水温度の低下にともなう影響を示している。これらの諸都市の冬季の気温にくらべて北陸、東北および北海道においては冬季の温度はさらに低下し、また積雪による影響も大きいものと思われる。従って従来行なわれていたような浄化法をそのまま適用することには問題がある。もしも生物化学的な浄化法を採用することができたいのであればこれにかわるよりすぐれた成績をあげ、かつ経済性においても実用可能な浄化法を開発する必要があるし、また生物化学的な方法を改良するだけであるならばその方法を見出さねばならない。このような研究が行なわれなければ寒冷地の下水道の整備を進めることができたいであろう。

ところで北海道あるいは東北地方の各都市は北米や北欧の諸都市と比較して、特に高緯度に位置しているわけではない。また特に低温な気候の地域に属しているわけでもない。



図一 季節ごとの下水浄化率の変化

表-2及び3に我国および世界の主要な寒冷都市の緯度と年平均気温とを示した⁽¹⁵⁾。年平均気温のみの比較ではなく、冬季の気温を比較すべきであろうが詳細な比較をすることは省略する。寒冷都市と称される各都市もそれぞれが冬季の最低気温や積雪量を異にしており、一概に比較することは困難であろう。しかし例えば札幌市よりは高緯度であり、しかも積雪量が多いモスクワ市においても⁽¹⁶⁾、あるいは北米やカナダの都市⁽¹⁷⁾においても既に活性汚泥法を利用した下水処理場が建設され、良好な成績で運転されている。これらを諸文献によって調べてみるとつぎのようである。

3. 諸外国における寒地下水処理

まずモスクワ市⁽¹⁶⁾では1929年(昭和4年)に最初のバブ気槽とエアーフィルターを設けた下水処理場が運転を開始し、ここで $37,000 \text{ m}^3/\text{日}$ の下水を処理するようになり、以後 $16,000 \text{ m}^3/\text{日}$ および $12,000 \text{ m}^3/\text{日}$ のやや小規模な下水処理場がつくられたが、1937年には $300,000 \text{ m}^3/\text{日}$ の処理能力をもつリユーブリノ処理場が完全な活性汚泥法によるものとして運転を始めている。その後1951年にクリヤノボ処理場が運転を開始し、 $500,000 \text{ m}^3/\text{日}$ の下

表-2 各地の平均気温(℃)と積雪量

地名	緯度	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	年平均	積雪量 最大値 cm
鉅内	45°25'	-5.9	-5.6	-1.8	4.0	8.4	12.2	16.7	19.6	16.6	10.7	3.0	-2.9	6.2	135
羽幌	44°22'	-5.9	-4.8	-1.5	5.1	10.1	14.2	18.7	20.2	16.5	10.5	3.3	-1.9	7.0	126
網走	44°31'	-6.7	-7.0	-2.9	3.6	8.7	12.4	17.0	19.5	15.8	10.1	3.1	-3.2	5.9	85
旭川	43°16'	-8.9	-7.9	-3.3	4.1	10.9	16.0	20.3	21.1	15.4	8.6	1.3	-5.1	6.0	121
札幌	43°03'	-5.5	-4.7	-1.0	5.7	11.3	15.5	20.0	21.7	16.8	10.4	3.6	-2.6	7.6	153
釧路	42°59'	-6.9	-6.4	-2.2	3.0	7.1	10.9	15.4	18.1	15.2	9.6	3.2	-2.9	5.3	107
帯広	42°55'	-9.3	-8.2	-2.7	4.6	10.2	14.1	18.4	20.1	15.6	9.0	1.9	-5.2	5.7	109
室蘭	42°22'	-3.8	-1.3	0.5	4.8	7.1	13.4	18.6	22.0	18.8	12.7	6.8	0.6	8.4	-
函館	41°49'	-4.1	-3.6	2.0	6.1	11.0	14.8	19.4	21.6	17.2	11.3	4.6	-1.3	8.1	64
青森	40°51'	-2.7	-2.2	0.4	6.7	12.3	16.2	20.4	22.3	18.0	11.9	6.0	0.2	9.1	209
秋田	39°43'	-1.1	-0.8	2.2	8.1	13.4	18.3	22.5	24.2	19.3	13.0	7.1	1.7	10.7	75
盛岡	39°42'	-3.0	-2.3	1.2	7.5	13.3	17.5	21.7	23.1	18.1	11.5	5.5	-2.1	9.5	65
仙台	38°16'	0.1	2.6	3.5	9.0	13.1	17.8	22.0	23.8	19.8	13.8	8.2	2.9	11.3	30
山形	38°15'	-1.6	-1.1	2.1	8.7	14.7	19.1	23.2	24.4	19.4	12.7	6.7	1.4	10.8	94
新潟	37°55'	1.7	1.8	1.8	10.2	15.3	19.9	24.1	25.8	21.4	15.5	9.8	4.7	12.9	106
福島	37°45'	0.5	1.0	4.2	10.2	15.7	19.5	23.7	25.0	20.4	14.0	8.3	3.2	12.1	-
富山	36°42'	2.0	2.1	5.3	10.9	15.4	20.3	24.5	25.7	21.4	15.4	10.2	5.1	13.2	208
長野	36°40'	-1.6	-1.1	2.7	9.3	14.9	19.4	23.6	24.6	19.9	13.2	7.1	1.5	11.1	80
金沢	36°33'	2.5	2.5	5.5	11.0	16.1	20.2	24.5	25.9	21.7	15.6	10.5	5.6	13.5	-
松本	36°15'	-1.1	-1.0	3.1	9.4	14.7	19.1	23.4	24.0	19.4	12.5	6.5	1.7	11.0	78
福井	36°03'	2.6	3.3	6.6	11.9	16.7	20.7	24.7	25.9	21.7	15.6	10.3	5.8	13.8	191

水を処理してから放流水で落差を利用して、約 4,000 KWH/日の
発電を行っている。これらの両処理場は活性汚泥の再ばっ
気をばっ気槽の 1/4程度を利用して行っている。ばっ気
槽は汚泥に対する BOD 負荷を低くし、MLSS を 1.3~2 g/l と

表-3 世界主要低温都市の月別平均気温(℃)の比較

都市名	緯度	月別												年平均
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
札幌 (日本)	43°03'	-5.5	-4.7	-1.0	5.7	11.3	15.5	20.0	21.7	16.8	10.4	3.6	-2.6	5.0
平壤 (北朝鮮)	39°01'	-8.3	-4.9	1.6	9.4	15.5	20.6	24.2	24.3	18.9	11.9	3.4	-4.9	7.3
長春 (中国)	43°52'	-16.9	-12.6	-4.0	6.5	14.4	20.1	23.5	21.9	15.0	6.9	-4.2	-13.8	4.7
ハルビン (中国)	45°45'	-20.9	-15.6	-6.2	5.7	14.2	19.5	24.0	22.2	14.3	5.8	-7.0	-17.3	3.2
モスクワ (ソ連)	55°50'	-10.0	-9.5	-3.5	4.3	12.2	16.4	19.8	17.9	11.7	5.0	-0.5	-7.6	4.7
ヘルシンキ (フィンランド)	60°50'	-5.0	-5.8	-2.7	2.4	8.9	13.5	17.3	15.3	10.7	5.4	0.6	-3.4	4.7
オスロ (ノルウェー)	59°55'	-4.7	-3.7	-1.0	3.9	9.9	14.1	17.0	15.2	10.6	4.8	-0.5	-3.6	5.1
ストックホルム (スウェーデン)	59°21'	-2.5	-2.6	-0.4	3.6	9.2	13.7	17.2	15.2	11.2	6.4	1.6	-1.3	5.9
ウプサラ (スウェーデン)	59°51'	-2.8	-3.4	-1.3	3.1	10.1	15.0	17.0	14.8	10.3	5.1	2.4	-3.3	4.7
ベルリン (ドイツ)	52°27'	-1.0	0.6	3.4	8.6	13.8	17.2	18.9	18.2	14.6	9.3	3.8	0.6	7.0
シカゴ (アメリカ)	41°47'	-3.9	-2.6	2.8	8.9	15.1	20.8	23.7	22.6	18.7	12.3	4.2	-2.2	10.1
ミネアポリス (アメリカ)	44°53'	-9.7	-7.7	-0.6	7.8	14.7	20.1	23.4	21.9	16.8	10.2	2.6	-7.0	7.5
トロント (カナダ)	43°40'	-4.9	-5.9	0.1	6.2	12.4	17.9	21.1	19.8	16.3	9.7	3.6	-2.4	7.9
エドモントン (カナダ)	53°33'	-14.3	-11.3	-5.4	4.2	10.6	14.1	16.3	15.2	10.1	4.9	-3.5	-15.1	2.6
ノーム (アラバマ)	64°30'	-14.7	-14.6	-13.1	-6.1	0.9	7.7	9.8	9.5	5.6	-1.1	-8.4	-13.5	-3.2

し、再ばっ気部分では3～4 g/l で運転している。ばっ気時間は5.5～7.5時間で次表のような成績を得ている。

表-4 モスクワ市の2処理場の成績⁽¹⁶⁾

	リューブリノ処理場				クリヤーノボ処理場			
	流入下水	沈后水	放流水	除去率	流入下水	沈后水	放流水	除去率
浮遊物質	224 ^{m³/t}	164 ^{m³/t}	17.4 ^{m³/t}	92.2%	223 ^{m³/t}	133 ^{m³/t}	12.9 ^{m³/t}	94.2%
BOD	232	206	15.2	93.5	179	150	7.8	95.6
COD	69	54	18.4	73	53	49	17.9	66
PO ₄ 塩	7.9	-	-	-	4.3	-	-	-
アモニア-N	24	-	-	-	19.4	-	-	-

またカナダの Alberta州 Edmonton市は北緯53度(旧樺太国境が北緯50度)に位置する中都市である。緯度では英国 Manchester市や西ドイツの Hamburg市とほぼ同じであるが、最低気温は-34.4℃にも下り、このような低温がひと冬に3～4回おこるといわれている。この都市の下水は North Saskatchewan 川へ放流されているが、この川の冬季渇水時期の水質保全のため特に冬季間に放流水質の規制をうけている。そのため晴天時日平均91,000 m³/日(日最大136,000 m³/日)の合流式下水を対

象とした下水処理場が1957年に完成している。この処理場は
ばう気沈砂池、長方形沈澱池、施回流式ばう気槽、長方形最
後沈澱池、汚泥消泥槽および消泥汚泥貯留池からなっており、
従来からの標準的な構成をとっている。ただこの処理場に流
入する下水には市内のと殺場や肉製品工場からの廃水が入
っているためBOD負荷は家庭下水のみによるもののほぼ二倍
になっている。また発電所の冷却水が加わるために、処理場
に流入するとき下水の温度は年間を通じて12.8℃から15.6℃
の間であった。この処理場では活性汚泥に対するBOD負荷
を17~24 kg/100kg MLSSとして運転した結果、83~96%のBOD
除去率を得ている⁽¹⁰⁾。これらの外国の実例からみてわが国の
寒地都市の下水が同様な性質をもち、また同じような処理法
を採用できることは断言できない。生活様式の相違や気象条件
の相違、特に積雪による影響が大きいことなどからくる下水
の水質の相違や運転環境の相違は決して少なくはないと思われ
る。またとかく財政的にもゆたかにない寒地都市においては、
充分に余裕を見込み、寒冷な時期に予想される全ての障害に
対して必要のすべての設備をとっておくことも不可能で

あろう。従って必要最小限の設備で最も効果のあげられる処理場をいかに建設すればよいかを明らかにしておかなければ、寒地の諸都市の下水道の整備は進められない。また、それを明らかにせずに単に従来法の踏襲や諸外国の実例の模倣を強いるならば、諸都市に無用の負担をかけさせたり、或は失敗を繰返すことになるであろう。

4. 本研究の目的と論文の内容

以上のような我が国の実状にもとづき、本研究では寒地の諸都市での下水処理におけるいくつかの技術的問題をとりあげこれを明らかにし、下水処理場の設計、建設、あるいは運転管理にあたって留意すべき事項について検討を加えてみた。特に本研究では今後も広く利用され、下水処理法の中心となるであろうと思われる活性汚泥法を主に対象として、その改良法については考察を加えたが、生物学的処理法の今一つの主流をなす散水汚床法については考察を行なわなかった。

本研究の内容を要約するとつぎのようである。まず最初に活性汚泥法を利用する場合に下水の温度が浄化効率にどのような影響を及ぼしているかを明らかにし、そのような低温の

影響の大きさと、それを軽減するための運転管理の方法について考察を行った。

つぎに前章で明らかにした下水温度低下の影響を軽減するために、下水の温度について改めて検討を加えなおし、下水の温度低下の原因を指摘し、温度保持の方法や加温の可能性について検討を加えた。とくに融雪水について今まで全く不明であった流出量の予測方法についてのべた。

こうした基礎的な考察をもとにして、つぎに実際の寒地下水処理場の建設と管理の上での構造上の諸問題を明らかにし、またこれらと実際の設計でどのようにしたかを事例により示し、またその結果として建設された下水処理場での処理成績を示した。特にこの部分では融雪水の影響を実例によって示し、その影響と対策について考察を加えた。

第1章 寒地下水処理の基礎的研究

第1節 概説

寒冷地での下水処理を研究するにあたり、緒論でも述べた
とおり、本研究では生物化学的な処理法を利用することを前
提として、これをいかに用いれば希望の浄化率を得られるか
に研究の主眼をおくこととした。本章では、はじめに生物化
学的な処理法のうちで特に活性汚泥を用いる各種の浄化法の
概能や、浄化のメカニズムを考え、生物化学的な下水処理法
が寒冷地でいかなる影響をうけるかを明らかにし、またそれ
を克服する対策をたてる上での基礎的な資料を得るために行
った研究の成果を3節に分けて述べる。

本章のみではなく、本研究の全体を通じて活性汚泥法（標準
法のみではなくその変法を含めて）に重点をおき、今一つ、生
物化学的な処理法である散水ろ床法（あるいは広く固定床生
物酸化法）については特に深い検討を行なわねばならなかった。従っ
て最初にその理由を明らかにしておく。緒論にも述べたよう
に、既設の本邦の下水処理場においても散水ろ床法を利用し
ているところは数ヶ所あり、図-1に示した季節ごとの浄化

率の変動例のほかには東京都三河島下水処理場が当時は一
部の下水を散水ろ床で処理していたし、飯田市や豊橋市刈根井
処理場が散水ろ床法を用いている。これら下水処理場の成
績をみると、BOD除去率の冬季の低下は他の処理場よりも
著しく、下水温度（特に処理水の温度）の低下が活性汚泥
法の場合よりも大きい。これは第2章第5節でも触れるよう
に、寒冷な時期には、下水をろ床に散布するさいに熱の散
失が大きく、またろ床内の温度も外気温に近い状態となり、そ
れだけ気温低下の影響を大きく受けるからである。特に酷寒
期ともなれば、散水により飛散した水滴はろ材面などで短時
間に凍結し、次第にその氷塊が成長してゆき、ついにはろ床
としての機能が失われてしまうようになる。このような事態
はすでに外国でも報告⁽¹⁾されているし、北海道では比較的暖か
い地域にある室蘭市においてかつて行なわれた実験⁽²⁾で経験さ
れた。このような氷結のトラブルを防止するために、現在も
し尿処理場の小規模は散水ろ床を屋内に設けたり、ろ床の側
壁を加温したりすることによって辛うじて冬季の運転を継続
しているが、大規模な都市の下水処理場では寒冷に対する防

護処置を行ふことは経済性の面で容易なことではない。これに対して、活性汚泥法（特に散気式ばう気法をとるもの）では各処理過程において常に下水をほぼ一体の水塊として取扱うことができるために、散水ろ床におけるごく極度に下水が冷却され、凍結することが多く、それだけ冬季の下水処理に問題が起ることが少はいであらうと思われた。これは後述の各研究結果においても裏づけられたことであるが、本研究の当初からこうしたことが想像されたので、主として活性汚泥法およびその各種の改良法を対象として研究を進めることとした。この他に緒論において記したごとく、諸外国における寒冷都市の下水処理場で活性汚泥法を利用しているものが多かったということ、既設の下水処理場の浄化成績を比較して活性汚泥法を利用しているものが幾分良い成績をあげていると考えられたこともこうした研究対象を決める一つの動機となった。

近時、下水処理の高度化が叫ばれ、放流水域の富栄養化防止のために、下水処理水中の窒素やリンの濃度を減少させるために各種の対策が研究されるようになってきた。そのための一

手段として、従来の生物化学的な処理法に加えて三次処理と称される脱窒素工程や凝集沈澱工程を設けることが考えられている。また一方では最初から生物化学的な方法を捨て、窒素・リンの除去し易い手段を組合せていく考え方もでてきている。しかし現在では未だこうした方法のみでは、本来除去されねばならなかった下水中の有機物を充分に処理しうるとはいえず、むしろ活性汚泥法のような生物化学的な処理法の有効性が再認識されてきている。ただ、窒素の除去や、そのための充分な硝酸化をすすめるためには、散水ろ床法やその他の固定床による生物学的接触酸化法が有効さが見直されつつある。本研究では特にこうした高度処理のための生物化学的な処理に関しては深い検討を進めるに至っていない。これは今後さらに本研究を発展させてゆく方向であろう。

第2節 活性汚泥による下水の浄化作用

活性汚泥を利用する下水処理法は、標準活性汚泥法 (Conventional activated sludge process) の場合でも、また種々の改良法の場合でも、浄化過程をつぎのように考えることができる。

まず、最初沈澱池では処理場に流入してきた下水中の無機性の浮遊物 (土砂やシルトなど) や、有機性の浮遊物のうちで沈澱しやすいものが初沈汚泥として下水中から除去される。この沈澱作用が最初沈澱池で行われる浄化作用の大部分を占めているが、比重の軽い浮遊物や油脂類の浮上作用、あるいは余剰汚泥を最初沈澱池の流入側へ返送する場合に行われる溶解性物質の除去作用 (汚泥への吸着や吸収による) も最初沈澱池で起る浄化作用の一部を占めている。

つぎに、活性汚泥法における主要な浄化過程であるバク気槽での浄化作用は、バク気槽内のみではなく次第の最終沈澱池と組合せて考える必要がある。特に各種の改良法を対象とする場合にはこのことが不可欠と思われる。ここでは下水中の浮遊物質と溶解性物質とを分けて、それぞれの除去作用を考

えるとつぎのようになる。

まず、浮遊性（コロイド状態のものも一部含む）の汚濁物質は、活性汚泥と接触し汚泥に付着、あるいは吸着し、その汚泥が沈澱することによって下水中から除去される。すべての浮遊物質が汚泥と共に沈澱するならば下水中の浮遊物質は完全に除去されるはずであるが、実際には活性汚泥との接触の機会に恵まれなかったり、あるいは接触しても吸着や付着されたいものが下水中に残存する。また非常に粒度の細かい浮遊物（この中には微細な活性汚泥フロックも含まれる）や最終沈澱池まで流下してきた浮遊物のうちで比重の小さいものは最終沈澱池流出水に残存する。一方また、活性汚泥自体が分解して微細な浮遊物となって流出すると、活性汚泥に付着、吸着した物質もそれらが微生物の作用を受けて、代謝産物が再び下水中に加わる場合もある。従って最終沈澱池流出水中にはまだかなりの浮遊物質を含むのが普通であり、こうした現象を考えると、ばく気槽へ流入してきた浮遊物のうちで吸着付着により減収したもうだりが除去されることが正しいとはいえない。

つぎにばう気槽へはじめから溶解状態で流入してきた汚濁物質について考える。ここでは溶解性の汚濁物質の中にコロイド状態で沈降し難い物質も含め（取扱うこととする。こうした溶解性の汚濁物質のうちで無機物質はばう気槽内で化学的、あるいは生物化学的な反応によって酸化物や水酸化物など、下溶解性の沈澱物を形成し、活性汚泥の沈澱とともに下水から分離されたり、あるいは下水中でガス化したものがばう気作用にともなうて水中から揮散してゆく。比較的長い時間、ばう気をうけた場合には、無機性汚遊物の一部が溶解しに）、有機性汚遊物が溶解性の無機物となつて上記の溶解性無機物と同様の運命をたどる。

一方、溶解性の有機物はばう気槽内で主として生物化学的な作用をうけて分解されてゆく。特定の有機物質についてはその分解の過程の化学式はもとより、関係する酵素の名前も明らかにされているが、すべての汚水中の有機物についてその分解過程が明らかになっているわけではない、反応の定量的な関係になると特に不明の点が多い。ただ統計的にみれば下水中の有機物質は主として活性汚泥を構成している細菌類

に摂取されて彼等が増殖のために使われ、従って下水中から除去され、その除去した有機物質質量に対応して活性汚泥が生成し、一方では細菌細胞内に摂取された有機物は、細菌内で代謝作用をうけて分解され、終局的には炭酸ガス、硫酸塩、硝酸塩などの無機物質にまで酸化され、汚濁物質としての性質を失うに至る。浮遊性の有機物質が活性汚泥に付着、吸着したものも、活性汚泥フロックの中で細胞外酵素の作用をうけて低分子化や可溶化がおこり、溶解性有機物質と同様の過程をへてゆく。ただ、下水中に含まれる有機物質はその組成が非常に複雑で、決して単一の物質ではないため、上述の生物化学的酸化作用は多くの反応の組合された複雑な過程であろう。これらを個々に解明し、またそれらが組合されて起るときの様子を逐一知ることは下水処理、特に生物化学的処理法を一層発展させてゆくうえで、浄化の機構を明らかにする点で必要のことである。しかし本研究ではこうした個々の反応や、その数個の組合せについて細かく追求することはやめて、現象の全体をきわめて包括的に取扱い、下水中の有機物が活性汚泥によってどのような速さで除去されてゆくかと

いう見方をとることにした。

下水中の有機物、量を統括的に表わす指標として本研究では主としてBOD（生物化学的酸素要求量）を用いることにした。これは生物作用によって分解・酸化され、下水中から除去される（実際には他の形態、例えば細菌細胞のような固体やアンモニアのようは気体になって下水中に存在しているかも知れないが）有機物、量、あるいはその濃度を示すには、中西等も認めている⁽³⁾ように、CODやその他に化学的試験方法によって求められる有機性の炭素量などに比べて、BODを用いる方がより好都合である場合が多いからである。しかし、BODのみにとられず、考察、段階ではCODやTOC（全有機炭素量）や、炭水化物あるいは蛋白質などの個々の有機成分として測定された有機物量を用いた場合もある。

活性汚泥法における浄化作用は以上に述べてきたように幾つかの作用が重なり合って行われている。しかし主要な機能を取り出してみると、つぎの三つの過程を連続したものとみても大きな誤りはないであろう。

(i) 最初沈澱池における浮遊物質の除去

(ii) ばう気槽における溶解性有機物の活性汚泥による除去
と活性汚泥の増加

(iii) 最終沈澱池における活性汚泥および浮遊性有機物の除去

下水浄化に役立つこれら三つの主要な機能を、おのふの、効率をすべて向上することが、現在行なわれている生物学的二次処理までで構成されている下水処理場の全体として、浄化率を高め、良質の放流水を得ることになる。しかし、いずれの作用も相互に関連しており、これらうちの特定の過程のみを効率化するだけでなく、一連のものとして考え、全体として最も効率のよい方法で運転することが必要であろう。これにさらに下水から分離した汚泥の処理過程をも含めた下水処理場の全システムとして取扱い必要であることも勿論である。こうした点を考慮しながら、本章ではまず各過程の浄化効率、特に基地下水処理においてどのような要因によって影響をうけるかについて考察を加えていくことにする。

第3節 最初沈殿池における浮遊物質除去に影響する諸因子

沈殿池における浮遊物の除去効果に関しては既に種々一面から理論的および実験的な検討がなされている。それらの成果にもとづいて、寒冷地下水道処理場における最初沈殿池で浮遊物質の除去にどのような影響があらわれるかについて考察を加えてみる。

3-1 沉降速度に及ぼす水温低下の影響

球形単一粒子の沉降速度は一般に下記の式であらわされる。⁽²⁸⁾

$$v_f = \sqrt{\frac{4}{3} \left(\frac{\rho}{\rho_s} - 1 \right) \frac{g}{C_D} d} \quad (1-1)$$

ここに v_f : 限界沉降速度 cm/sec.

ρ : 粒子の密度 g/cm^3

ρ_s : 媒体(この場合は下水)の密度 g/cm^3

g : 重力の加速度 980 cm/sec.^2

d : 粒子の直径 cm

C_D : 粒子の抵抗係数 (Newton's coefficient of drag)

この式は静水中で沉降をはじめた球形(又は球形とみなされる)単一粒子が、重力、浮力および流体抵抗の三者の作用

で v_f という沈降速度に到達することを示している。式中の抵抗係数 C_D はレイノルズ数($Re = v_f/V$)との間に図-1.1のような関係⁽³⁴⁾があり、レイノルズ数が $Re < 1$ であれば $C_D = 24/Re$ であらわされる。即ち球形単一粒子の沈降速度は次のStokesの式に書き直すことができる。

$$v_f = \frac{g}{18} \left(\frac{\rho}{\rho_f} - 1 \right) \div \frac{g}{18} (S_0 - 1) \frac{d^2}{\nu} \quad (1-2)$$

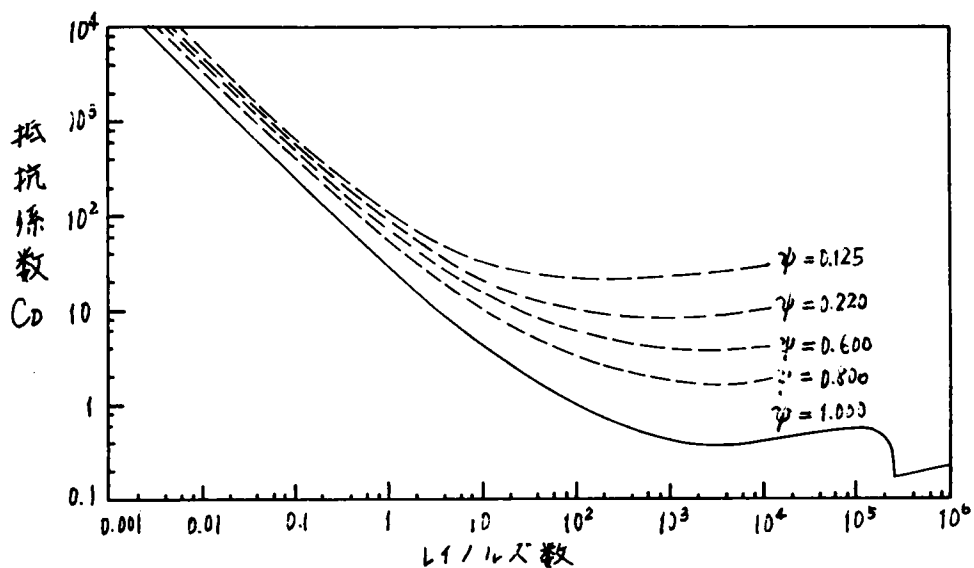


図-1.1 レイノルズ数と抵抗係数の関係

一般に最初沈澱池に流入する下水中の浮遊物質はすべてが球形とみなすことはできない。また粒度も一様ではなく、種々の大きさの浮遊物が混在している。球形とみなされたい粒

子に対してはその粒子と同等の容積をもつ球と表面積の比をとり、これを球形度 ψ とし、 ψ をパラメーターとしてレイノルズ数と抵抗係数との関係が図-1.1中に破線で示されている。

実際の下水については、京都市島羽下水処理場の最初沈澱池への流入下水中の浮遊物質の粒度分布を実測した結果⁽³²⁾によると、図-1.2のような分布曲線が得られた。この結果から

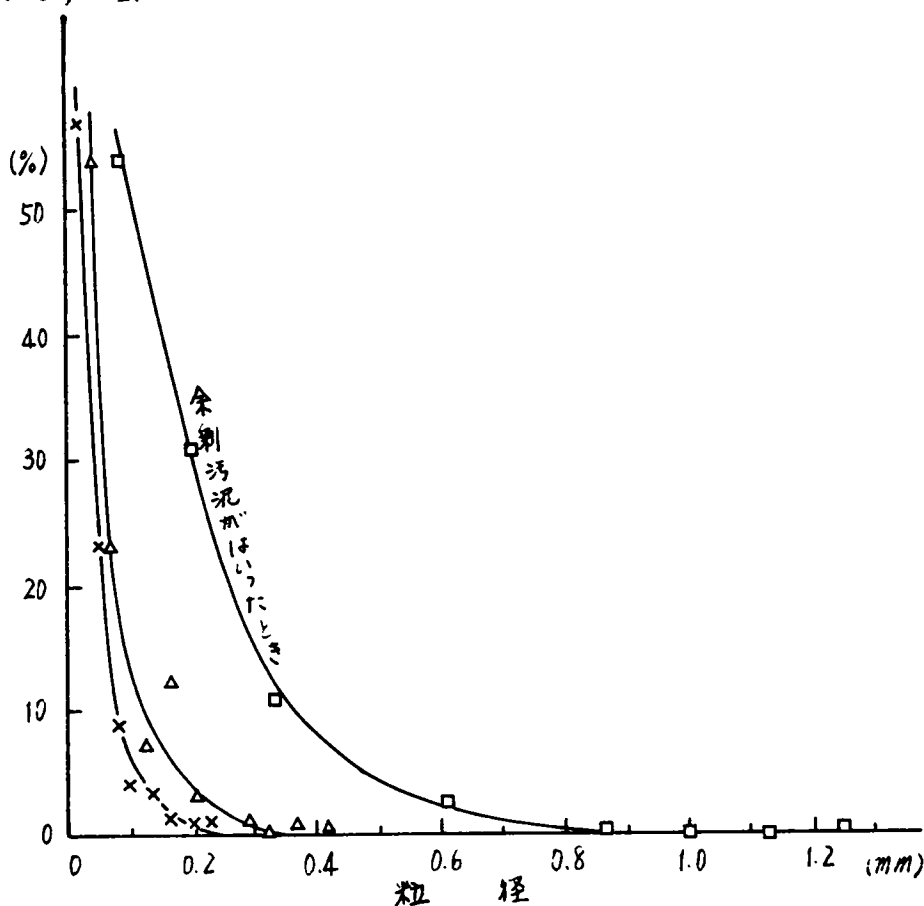


図-1.2 島羽下水処理場最初沈澱池流入下水の浮遊物質

みると、余剰汚泥を流入させて、浮遊物質がフロック状に凝集した場合でも 0.8 mm 以下、流入下水そのまゝの場合には大部分が 0.3 mm 以下の粒子が多いことがわかった。この図から重心粒径を求めると $8.9 \times 10^{-3}\text{ cm}$ とする⁽³²⁾。処理場によつて（は）その排水区域内の特殊事情によつて、下水中の浮遊物質濃度もまた粒度分布も異なるであろうが、以後の考察を進める上で一つの目安とすることが出来る。

またこれらの浮遊物の比重としては Fair⁽²⁸⁾ は最初沈澱池汚泥に対して $S_s = 1.20$ を、最終沈澱池では $S'_s = 1.005$ を提案している。京都市水道局の実験では最初沈澱池では $S_s = 1.30$ 、名古屋市の実測では最終沈澱池で $S'_s = 1.038$ (伝馬町), 1.04 (堀留), 1.046 (露橋) が得られており、東京都では $1.01 \sim 1.05$ 、英国の Manchester での実測では $S'_s = 1.03$ であつた。設計上にこれらうどの値を採用すべきであるかは別の問題として、今 $d = 8.9 \times 10^{-3}\text{ cm}$, $S_s = 1.2$ (初沈) および 1.03 (終沈) を代表値として考察を進めてみよう。

下水の温度が低下することによる影響は式 (1.2) の中の水の粘性の値にあらわれる。一般に水の動粘性係数 ν と水

温との関係はつぎの図-1.3に示されるように、温度の低下とともに動粘性係数が大きくなってゆく⁽³⁵⁾。このような動粘性係数の変化にともなって、沈澱池内での粒子の沈降速度は図-1.4および表-1.1のように変る。この場合、水の密度変化は無視したが、粒子の密度および粒子径も変らないとして考えた。最初沈澱池で除去されると考える浮遊物質についてはこの仮定が許されるであろう。

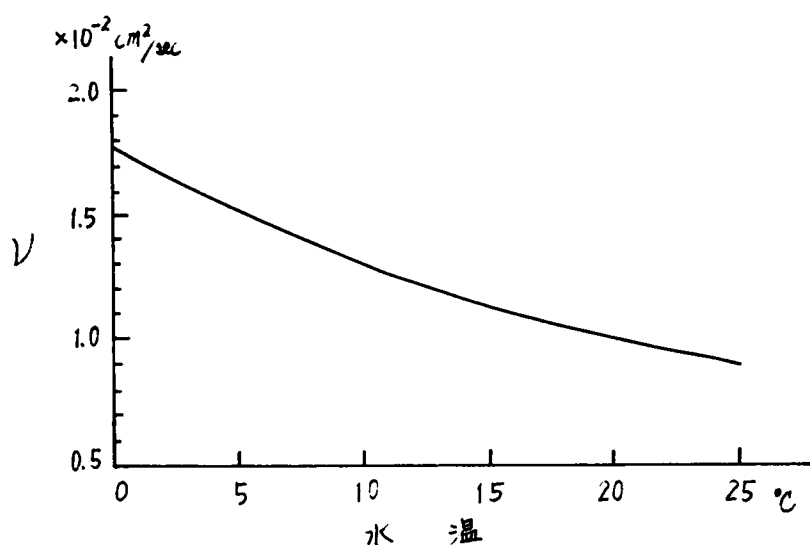


図-1.3 水温と動粘性係数

球形単一粒子の沈降速度をあらわす式(1-2)において、水温による動粘性係数の変化を考慮すると、Stokesの領域内では粒子の沈降速度 v_0 (水温 0°C)と 20°C におけるその粒子

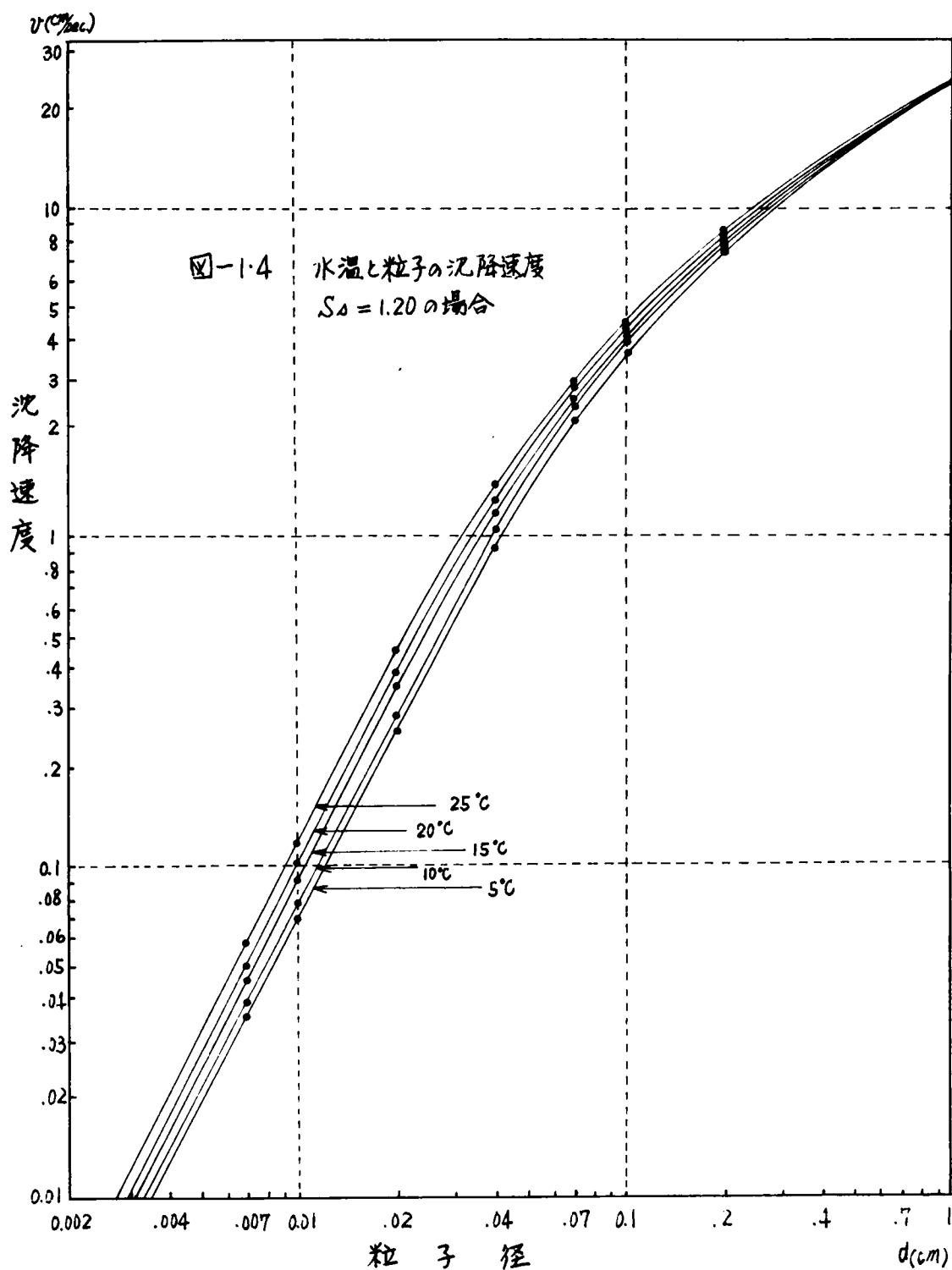


表-1.1 水温による粒子の沈降速度の変化

		比重 $S_s = 1.20$ の粒子の沈降速度 (cm/sec.)					
沈降距離 cm	水温	25°C	20°C	15°C	10°C	5°C	0°C
1.0	cm	25.7	25.6	25.5	25.5	25.5	25.5
0.7		21.5	21.4	21.4	21.3	21.3	21.3
0.4		13.1	13.4	12.8	12.2	11.6	10.4
0.2		6.48	6.68	6.38	6.04	5.78	5.48
0.1		3.49	3.34	3.11	3.04	2.89	2.74
0.07		2.65	2.34	2.23	2.13	2.02	1.92
0.04		1.40	1.34	1.28	1.22	1.16	1.09
0.02		0.447	0.439	0.384	0.334	0.287	0.243
0.01		0.124	0.110	0.096	0.083	0.072	0.061
0.007		0.061	0.053	0.047	0.041	0.035	0.030
0.004		0.020	0.018	0.015	0.013	0.011	0.009
0.002		0.0049	0.0043	0.0038	0.0033	0.0028	0.0024
0.001		0.0012	0.0011	0.0009	0.0008	0.0007	0.0006
		比重 $S_s = 1.03$ の粒子の沈降速度 (cm/sec.)					
1.0	cm	10.4	8.87	8.28	8.75	8.28	7.86
0.7		7.36	6.11	6.49	6.12	5.79	5.50
0.4		4.21	3.95	3.71	3.50	3.31	3.14
0.2		2.10	1.97	1.86	1.75	1.66	1.57
0.1		1.05	0.987	0.928	0.875	0.828	0.786
0.07		0.736	0.611	0.649	0.612	0.579	0.550
0.04		0.323	0.276	0.237	0.202	0.172	0.147
0.02		0.081	0.061	0.059	0.050	0.043	0.036
0.01		0.020	0.017	0.015	0.013	0.011	0.0092
0.007		0.0049	0.0085	0.0072	0.0062	0.0053	0.0045
0.004		0.0012	0.0028	0.0024	0.0020	0.0017	0.0015
0.002		0.0008	0.0007	0.0006	0.0005	0.0004	0.0004
0.001		0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001

の沈降速度 v_{20} との比 v_0/v_{20} はつぎの図-1.5のようになる。この図から明らかになるように、水温が低下は沈殿池内での粒子の沈降速度を減少させ20℃の水温のときと比較すれば、10℃では約25%、5℃では約35%の減少となる。

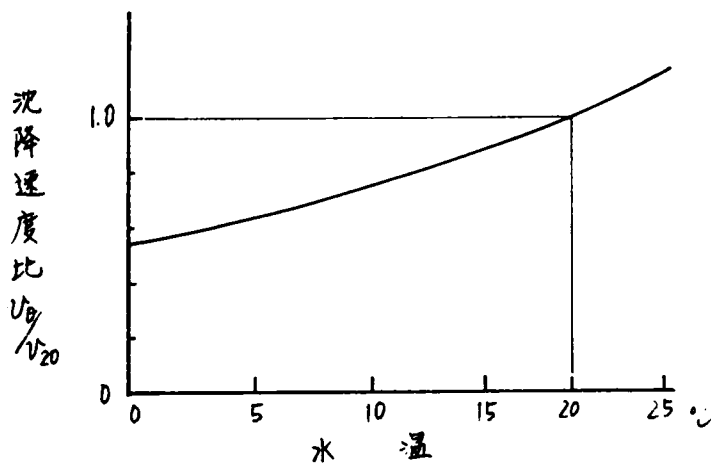


図-1.5 水温による沈降速度変動比

3-2 水温低下が浮遊物質除去に及ぼす影響

前節でみたように水温の低下にともなって粒子の沈降速度が減少すると、最初沈殿池内での浮遊物質の除去率も当然減少する。しかし、その減少の様子は温度によって一定ではない。いま、最初沈殿池へ流入する下水中の浮遊物質の沈降速度の分布が、水温20℃において図-1.6の実線1ようになっていたとしよう。この図で縦軸は沈降速度 w をもつ粒子の占める

量 $f(w)$ をあらわす。³³⁾ こ
 のような分布をする浮
 遊物がより低い温度
 (0°C) にあったとすれ
 ば、図中の点線で示す
 ような分布形になるで

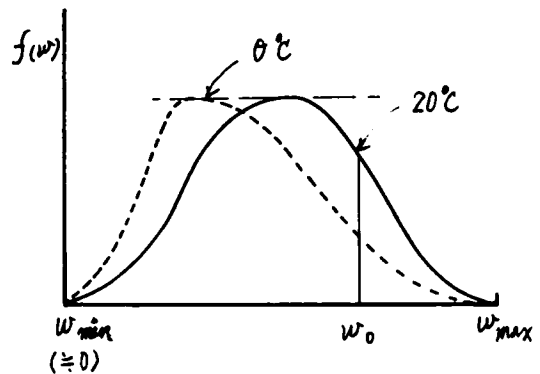


図-1.6 浮遊物の沈降速度分布

あろう。即ち、横軸が $10/\text{cm}$ だけ縮尺した状態となる。ただし、
 沈降速度の大きいものは 図-1.4 でもみられたように、温
 度低下による沈降速度の減少は少ないので、 w_{\max} に近い部分
 のずれ方は少ない。

ところでこのような沈降速度分布を有する粒子群が一定時
 間(t)の間、沈殿することにより、水中から除去される粒子の
 量(重量) $g(t)$ はつぎの式で表わされる。

$$g(t) = \int_{w_0}^{w_{\max}} f(w) dw + \int_{w_{\min}}^{w_0} \frac{wt}{h} f(w) dw \quad (1-3)$$

ここで w は t 時間に丁度水面から水深 h の池底に到達する
 沈降速度であり、 w_{\max} および w_{\min} はそれぞれその下水中に含
 まれていた粒子の最大および最小の沈降速度をあらわす。右

辺の第1項は w_0 より大きな沈降速度をもつ粒子がすべて除去
 されるとしてその量をあらわし、第2項は w_0 より小さな沈降
 速度をもつ粒子のうち除去される(水深 h の池底に到達する
 る)ものの量をあらわしている。この様子をつぎの図-1.7
 に示すように、沈降速度 w が w_0 に近いものほど除去される割
 合、即ち $wt/h = wt/w_0t$ が大

きくなる。こうした関係と

さきを示した水温低下によ
 る粒子の沈降速度分布のず
 れとの関係を合せて考えら
 れ、つぎの図-1.8に模式

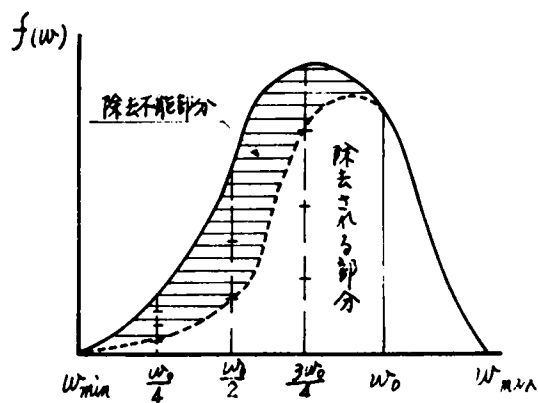


図-1.7 沈澱除去される部分の分布

低水温時には高水

温時に比べて沈

降速度分布が左方

、ずれてくる。こ

のとき沈澱池への

流入水量が変わら

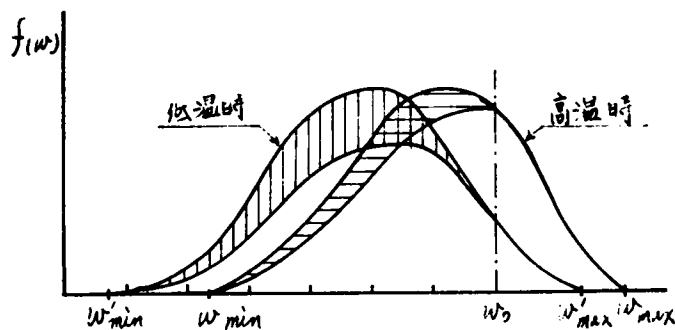


図-1.8 温度による除去不能部分の変化

ければ W_0 は水温にかかわらず一定である。従ってそれぞれの水温のときに沈澱池で除去される粒子の重量を比較すると式(1-3)の第1項で表わされる部分、即ちすべて a 粒子が除去される部分が減少し、第2項の W_0/\bar{a} の割合でしか除去されない粒子の部分が多くなる。しかも W_0 に対して W_{min} が小さくなるため、除去できない部分の占める割合が増加することになる。

最初沈澱池における浮遊物質の除去率が温度の低下によってどれだけ実際に影響をうけるかは、以上の考察から明らかのように $f(W)$ の形状や W_0 , τ , \bar{a} によって異なる。同じ沈澱池においても、 $f(W)$ が異れば除去率の相違を水温低下と直接結びつけるのは困難となるが、定性的に水温低下の影響を示すことはできる。

3-3 下水処理場における実績

現在運転中の多くの下水処理場はおおむね従来の下水道施設基準⁽⁴⁾に従って設計されたものであり、また建設中あるいは新しい下水処理場は昭和47年に出された新しい下水道施設設計指針⁽⁵⁾に準拠している。これによると、最初沈澱池では水面積負荷を30~50(新しい指針では25~50) $m^3/m^2/日$ (計画)日

平均汚水量, 後者は計画1日最大汚水量に対し7)とするのを標準としている。これは w_0 として0.0347~0.0578(新しい指針の場合は0.0289~0.0578) cm/sec を設計の基準としていることになる。これらの沈降速度をもつ粒子径を25°C ~ 0°Cの間に求めてみると, 先

に述べた粒子の代表比重1.2 に対しては表-1.2 のようになる。 w_0 に対応する粒径はすべて0.1mm以下で

表-1.2 水面積負荷に対応する比重1.2の粒子の粒径

水面積負荷 日/ha w_0	25 cm/sec	30 cm/sec	50 cm/sec
水温°C	0.0289	0.0347	0.0578
25	0.0048	0.0029	0.0072
20	0.0052	0.0033	0.0076
15	0.0055	0.0031	0.0078
10	0.0059	0.0037	0.0080
5	0.0063	0.0042	0.0083
0	0.0069	0.0048	0.0087

り微小な浮遊物まで完全に除去されることになっている。さらにこの w_0 に対応する粒子はすべて Stokes の領域内のものである。

こうした基準にもとづいて設計, 建設されバーゲン F 水処理場における浮遊物質の除去率を水質別に比較してみよう。

図-1.9 は北見市小泉処理場の, また図-1.10 は室蘭市蘭西処理場の最初沈澱池における浮遊物質の除去率である。前者は流入量の変化を無視してプロットしたが 後者は流量の

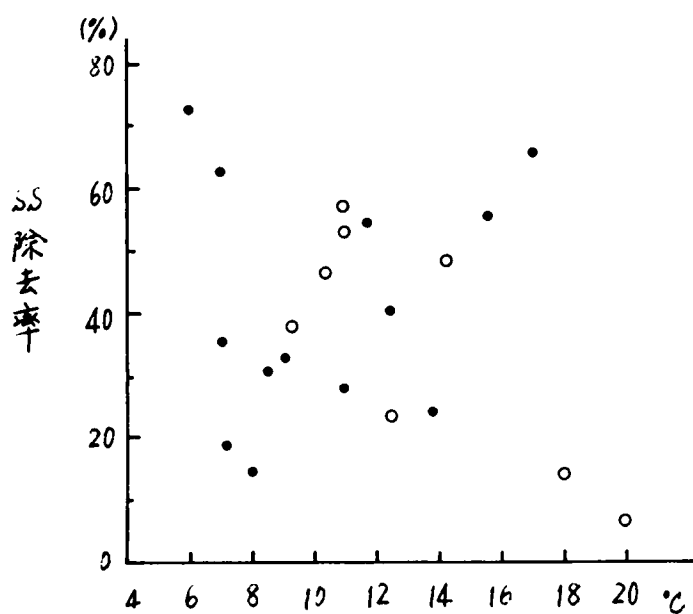


図-1.9 北見市小泉処理場最初沈殿池SS除去率と水温の関係
(昭45.4月～昭48.1月)

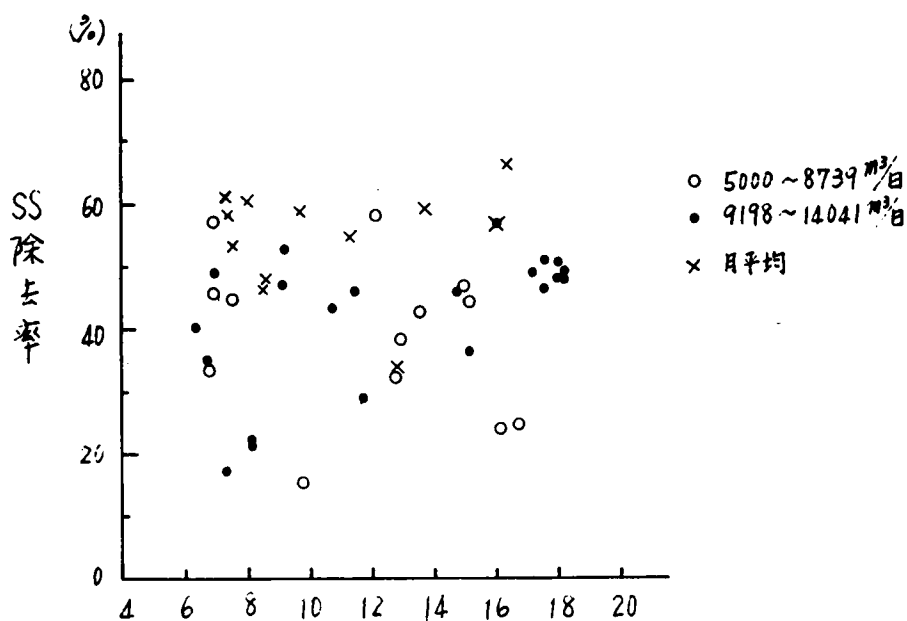


図-1.10 室蘭市蘭西処理場最初沈殿池SS除去率と水温の関係
(昭44.11月～昭46.7月)

多い場合 ($9178 \text{ m}^3/\text{日}$ 以上) と少ない場合 ($8734 \text{ m}^3/\text{日}$ 以下) とを
区別してプロットした。また月別の平均値をX印で同時に示
した。これらの図からみると、最初沈殿池における浮遊物質
の除去率でみると、前節で理論的に考察したような水温低下
による沈降速度の減少といったことのみでは説明が難しい。
むしろ、沈降速度の減少の影響はこれらの実例ではあまり大
きくはないといえる。この理由は最初沈殿池で除去される粒
子の大きさが必ず表される粒径のものよりかなり大きく、図
-1-4 でみられたように、水温の低下によって沈降速度の
減少があまり大きくないものが主であるためといえる。こ
うことはまた前述の図-1-2 で示した浮遊物質の粒径分布から
も理解できる。

3-4 浮遊物質除去に及ぼすその他の影響因子

粒子の沈降速度の低下以外に寒冷地の下水処理場は最初沈
殿池における浮遊物除去に影響を及ぼす因子として以下の
ものが考えられる。

(1) 沈殿池水面の結氷による影響

(2) 水温差によって生ずる池内の密度流

(3) 融雪などによる急激な下水流量の増加

これらのうち(3)に関しては第5章で検討を行なう。(2)については詳細は略すが、フエン現象などによる気温の急激な上昇により、あるいは気温の上昇と比較的多量の降雨とが重なった場合には、融雪が急激に起り温暖時には予想されなかった流量増加が起ることがある。特に分岐式下水道の場合に、道路上の人孔の配置が融雪水の汚水管への流入を容易にするような場合にこうしに影響を受け易い。

(1)に関しては特に無蓋の最初沈殿池に起る現象で、静止状態の沈殿池表面は気温の極端な低下、あるいは寒風による冷却によって氷結し易い。夜間には処理場への下水の流入量は減少するが、このために最初沈殿池内の流速も減少し、夜間の気温低下と重なって水面の凍結が起り易くなる。一旦池内の水面が凍結すると、そこに生じた氷板は水面の下水の流動の抵抗となり、一層水面の凍結を助長する。こうした水面にもたつた氷板は沈殿池の越流堰や越流トラフの部令に集り、越流を妨げ、ついにはその部分の越流を停止させるに至る。

こうした状態になると再び流入水量が増加すると氷板のた

い部分の越流堰や、氷板を押し割って隙間のあきだ越流堰の部分からだけ沈澱下水の流出が起ることになる。これは池内の全域を均一に下水が流動することによって期待される沈澱除去の効果を損い、池内に偏流を生じさせたり、あるいは部分的に上昇流運、大きい個所を発生させ、沈降した汚泥を再浮上させることになる。こうした現象は温暖地域、沈澱池において、沈澱池水面に多量のスカムが発生した場合にそれを放置しておいたとき、結果とほとんど同じであり、水面凍結のおそれ、ある場合には常に予想されることである。

(2)の密度流の発生も同様に池内の流況を悪化させる。寒冷地の最初沈澱池において、特に冬季間に限って発生する密度流の原因は流入下水の温度の急激な低下にある。池内の下水温より低い下水が流入しはじめると、流入下水は池底へ潜り込み、沈澱した汚泥面の近くと比較的速い流速で下流側に回り、流出堰近くで上昇流となって沈澱物を巻き上げる。さらにこの傾向が激しくなると、上昇した下水は水面に沿って再び流入口側へ逆流し、池内に垂直方向の旋回流を生じさせてしまう。このような状態になれば池内の乱れは増加し、さらに突

質的な沈澱時間の減少をきたすために、沈澱効率が悪化する。この様な現象は(3)と同じく積雪寒冷地での融雪時におこり易い。その実例を示すところからようである。図-1-11は昭和47年1月のS市の処理場の最初沈澱池流入下水量(同処理場は当時は流入下水量の一部を無処理で放流していたため、処理場の流入下水量はこれより多い)と、最初沈澱池における下水温、さらに最初沈澱池への流入水と流出水の浮遊物質濃度である。1月11日、12日とつづいた気温の上昇は融雪を促進したため、1月12日の流入下水量の増加をひき起し、そのために下水の温度が劇的に低下した。こうした水温の低下は1月21日も起っているが、これは除雪した道路沿いの雪を人工的に融雪処理したために生じたもので流量の増加は殆どない。この2回の水温低下の影響は、前者は流量の増加による沈澱効率の悪化と重なり合っているが、後者の場合は流量の増加は流入水濃度の低下を示しているが、逆に最初沈澱池流出水濃度を増加させている。このような典型例は例はあきまり多くはないが、北海道内の下水処理場の成績を詳細に検討すると他にもいくつも見られる。

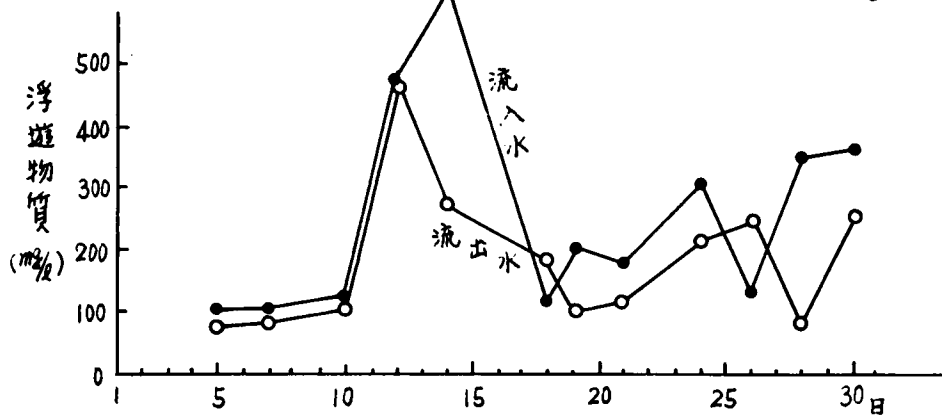
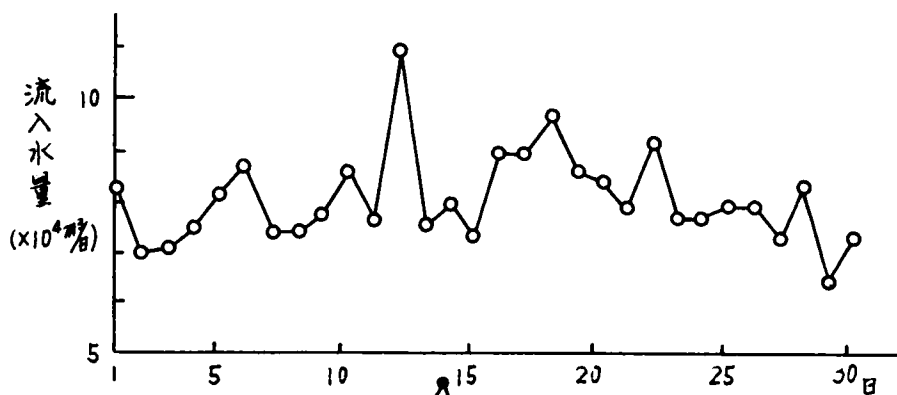
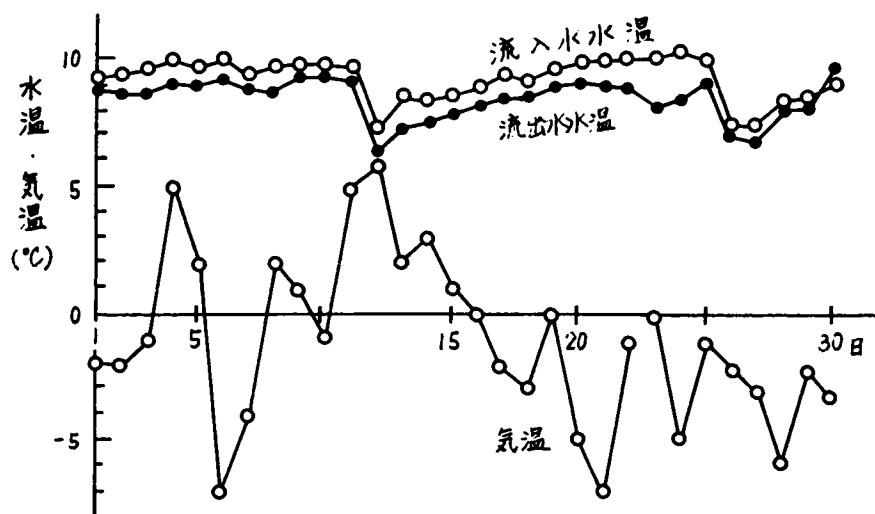


図-1-11 北海道内S市S処理場の最初沈澱池の成績
(昭和47年1月)

3-5 最初沈澱池における浮遊物除去へ及ぼす寒冷の影響

以上の考察を承りまわると、寒冷地^ニ下水処理場では、冬季の下水温度^ノ低下は粒子^ノ沈降速度^ノ減少をまねく。その他にも池内^ノ流況を悪化させる原因は多くある。しかし、既設^ノ下水処理場^ノ実績をみると、単に沈降速度^ノ低下^ノが浮遊物質^ノ除去率低下に関係していると断定できない。他のいくつかの原因と重なる^ト、最初沈澱池流出水^ノ浮遊物質濃度が高くなる。特に融雪^等による流量^ノ増加^ノ影響は大きいといえる。H. J. Thomas はアラソカおよびリナダ^ノ低温地域における下水処理装置を調査した結果と他の研究者^等の研究結果を合せ検討し、上と同じよう^ニ結論^ヲを得ている。彼は沈降速度が小さくなるにも拘らず、沈澱除去^率が悪くなる^{理由}として、下水粒子が寒冷時には幾分大きく、コロイド^ノ安定度^ニ低温が影響^シて粒子^ノ凝集性を有^スることをあげている。こうして理由^については本研究では未だ確認はしていない。

第4節 ばう気槽における溶解性有機物除去に影響する

諸因子

4-1 浄化効率に影響する諸要因

下水処理場全体としてみた場合に、最初沉澱池においては浮遊物質の除去が主目的であり、微細な浮遊物質（有機性および無機性の両物質を含む）や溶解性の汚濁物質はほとんど除去されていない。従って、ばう気槽および最終沈澱池、組合せであるいわゆる二次処理施設において、生物化学的に浄化作用により、溶解性および微細な浮遊性の汚濁物質の除去を充分に行なう必要がある。また近い将来、付加時に三次処理施設を設ける場合にも、二次処理水が可能な限り良質で、しかもそれが安定していることが望ましいが、そのたりにとも生物化学的な浄化過程の良否が問題になる。そこで本節では主として、溶解性あるいは微細な粒子状で、ばう気槽に流入してきた汚濁物質（そのうち主に有機物質）が生物化学的作用によって除去される過程を対象として、それが寒冷地の下水処理場でどのような影響を及ぼすかを考察することとした。

最初沈澱池を経て、ばっ気槽へ流入した下汚は、そこで返送されてきた活性汚泥と混合し、下水中の有機物質は活性汚泥の作用で酸化分解されてゆく。前述の通りこの作用は微生物（主として活性汚泥を構成している細菌類）の増殖とほとんど同時に起るから、ばっ気槽内での限られた滞留時間内に浄化作用が終るためには、微生物の増殖速度が問題となる。従来からいわれているように、微生物の増殖速度は温度の影響をうけて大きく変ってくる。寒冷地の下水処理場では下水の温度低下が予想されるから、活性汚泥を構成する微生物の増殖速度は低下し、それに従って下水中の有機物質の除去速度も低下する。寒地下水処理場でこうした低温の影響を検討するためには、まず第一に生物化学的反応による有機物の除去速度を検討することが必要であろう。

つぎに、下水中から除去されずに有機物は活性汚泥構成微生物の細胞内で代謝、分解され、活性汚泥の増殖がおこる。単に下水中から有機物の除去が希望通り行はわれたとしても、その後におこる微生物体内での代謝と増殖が充分に行はわれ、かつそれが下水とうまく分離されなければ安定な下水の浄化

は行なえはい。即ち汚況の増殖についての考察がつきに必要となる。こうした点についてある程度の理論的取扱いを行なうことができるが、未だ実験的に確かめてゆく手法をとらざるを得ない部分が多く、本節の以下の各三分ではとうくに実験結果や 実際の処理場での測定例から主に検討を進めてゆくこととした。

生物化学的な浄化作用を主に利用しているが、本節で微生物はすべて好氣的条件にあることを前提としている。例えば、曝気槽内の混合液は常に必要にして十分な溶存酸素濃度を保っているとして、その作用を検討している款である。従って、一方ではこの好氣的条件を保つための混合液への酸素供給、即ち曝気操作が問題となる。大気中からの酸素の溶解速度は後述のようにやはり温度によって影響を受ける。寒冷地の下水処理場ではこうした影響をも考慮する必要がある。

以上述べたように二次処理装置で行なわれている生物学的な浄化作用のうちで、寒冷の影響を受けるとされる項目をあげると

(1) 有機物質の除去速度に及ぼす温度の影響

(2) 活性汚泥の増殖と活性汚泥の性状への影響

(3) バッ気効果に及ぼす水温の影響

の三点になる。このうち(2)については次節の最終沈澱池での機能と合せて検討することとし、(3)については第3章の寒地下水処理場の構造(設計)上の問題に合せて論ずることにする。

4-2 バッ気槽における溶解性有機物除去速度

活性汚泥と下水とがバッ気槽で混合され、好氣的状態が保たれている場合に、下水中から有機性汚濁物質が除去されてゆく過程は本章第2節で述べた通りであるが、その過程を数式的に表わすことは従来幾多の研究者によって行われてきた。その中で最も単純なものとして、BODで表わしうるよう下水中の有機物質の除去速度を表わす式がある。

$$-\frac{dL}{dt} = K_1 L \quad (1-4)$$

ここで L は時間 t において水中に残存するBOD濃度、 K_1 は総括BOD除去速度係数である。 K_1 が時間 t および L に関係なく一定であればこの式は次のように書きおける。

$$\frac{L}{L_0} = e^{-k_1 t} \quad (1-5)$$

ここで L_0 は時間 $t = 0$ のときの下水の BOD 濃度である。
 この関係はあまり濃度の高い下水と返送汚泥の混合液をバッチ式にばう気している場合に普通にみられる状態じ、
 典型的な実験例を図-1.12に示す。この関係はまた別な表現
 方法でつぎのよう

にも説明されてい
 る。即ち、下水中
 の有機物 (BOD
 で表わされるよう
 であるので、以後基
 質と称する) が活

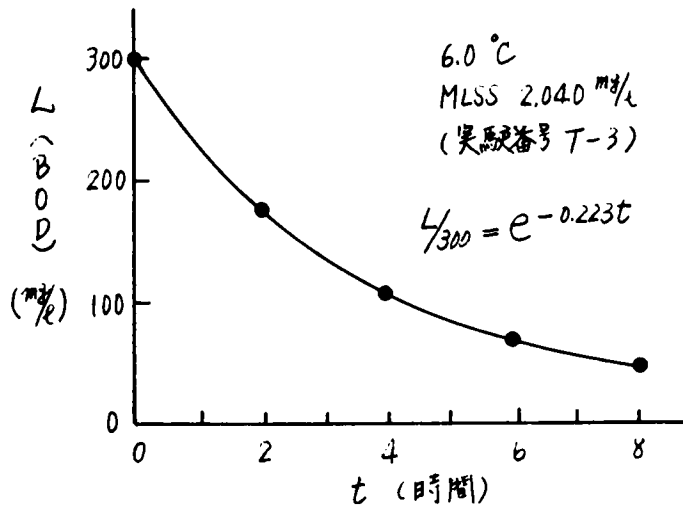


図-1.12 活性汚泥による人工下水の浄化⁽¹⁾

性汚泥を構成する

細菌類の細胞膜を透過して細胞内へ拡散してゆくとき、その
 移動速度 N_A はつぎのように表わすことができる。

$$N_A = K' A \cdot \Delta L \quad (1-6)$$

ここで K' は基質の物質移動速度恒数、 A は物質移動の面積

る細胞膜の総面積, ΔL は細胞膜の両側ごう濃度差である。ここで B の D 物質が細胞内に達するとただちに消費される、これは後述通り厳密には正しくない) とすれば ΔL は下水中に残っている D の濃度 L と書きかえてもよい。また A は活性汚泥中の細菌類の総表面積と考えると, A は活性汚泥の濃度に比例するから 活性汚泥濃度 (S_a) と置換しうる。さらに栄養となる有機物の移動速度は基質除去速度とみはすことも可能である。従って式 (1-6) はつぎのごとく書き改められる。

$$-\frac{dL}{dt} = k_2 S_a L \quad (1-7)$$

この式 (1-7) と式 (1-4) を比較すると

$$k_1 = k_2 S_a \quad (1-8)$$

となる。即ち一定量の活性汚泥と混合液内で成立する式 (1-4) の速度係数 k_1 は、基質と生物群との動時接触媒体中では生物群の個体数に対応する活性汚泥濃度に比例していることとなる。式 (1-4) または式 (1-7) は k_1 , k_2 および S_a が変化したい期間には式 (1-5) と同様に

$$\ln(L/L_0) = -k_1 t = k_2 S_a t \quad (1-9)$$

となる。

K_1 および K_2 は下水中の有機物の種類、温度、活性汚泥の性質などによって定まる。しかし特殊な場合を除き、次節で述べるように種々の実験結果からみると、人工下水や都市下水に活性汚泥を混合したから、約10時間程度までの比較的短い曝気時間で、 K_1 の値をほぼ一定とみなしてもよい。一方50は理論時には基質の摂取とともに細菌の増殖が起るから、曝気時間の経過に従って変化していく。しかしその変動率は基質の濃度変化に比べてそれほど大きくはない。特に減速増殖相に限定する場合に、 S_0 をほぼ一定と+1してより大きな誤差は生じない。

曝気槽内での有機物濃度減少の過程を式(1-1)のごく数式明に表わす試みは、McCabe⁽⁴⁾やEckenfelder⁽²⁵⁾のほかにもHunken⁽²⁶⁾ GarrettとSamyer⁽²⁷⁾ FairとJeyaraj⁽²⁸⁾によって種々行われている。これらのうちHunkenは有機物濃度を KH_4O_4 消費量を用いて表わし、生物学的に分解可能な部分のみについて式(1-1)と同様の関係があることを実験的に立証し、また石川等は下水中の有機物の組成の複雑性を考慮して分解困難なものや長

時間のばつ気後も残存することを表わすために、式(1-4)に $(L_0 - x)^n$ の項を導入している。また Eckenfelder は単純な基質や同程度に分解し易い有機物のみが含まれる廃水の場合には式(1-9)でよいが、著るしく異なる成分を含む場合として別の式を提案している⁽²⁾。これらの数式的な取扱いはずうような多くのことを仮定したうえで理論的に正しいものとなる。すなわち、

- (1) 活性汚泥の増加と活性汚泥中の好気性細菌の増加とは同じ意味で、揮発性浮遊物質が活性汚泥量を表わしている。
- (2) 下水中の BOD は、活性汚泥を構成する細菌に対する栄養物 (food 又は nutrient) あるいは基質 (substrate) と同じものである。
- (3) 除去された BOD はすべて活性汚泥中の細菌に吸収されると直ちに消費される。そして活性汚泥による初期の吸蔵は正しいものとする。

これらの仮定についての疑問点は次項において述べるが、いづれも下水と活性汚泥を混合したバッチ式の実験からの考察であり、実際のばつ気槽では、前述のような指数式であら

わされる濃度変化の他に、槽内での水流による混合拡散や
 ばう気方式の差異による浄化効率に及ぼす影響をも含せて考
 えねばならない。

McCabe⁽²⁴⁾や Eckenfelder⁽²⁵⁾の式(1-4)および式(1-7)を細菌増殖
 曲線の減衰増殖期におけるBOD除去に限り適用でき、と
 し、基質濃度の高い、増殖、盛んな対数増殖期では、活性汚
 泥中の細菌類は基質濃度による制限をうけずに増殖できる
 から、活性汚泥濃度 S_a の増加速度を

$$\frac{dS_a}{dt} = K_S S_a \quad (1-10)$$

で表わしている。ここで K_S は対数増殖期における活性汚泥の
 増殖速度恒数である。ところで活性汚泥、増加量は t の時に
 除去されたBOD量 L_r に比例するとすれば

$$S_a = S_0 + \Delta S = S_0 + \alpha L_r$$

と書き改めることにより

$$C_n \left(\frac{S_0 + \alpha L_r}{S_0} \right) = K_S t \quad (1-11)$$

という関係式をうる。この式で S_0 は時間 $t=0$ における活性
 汚泥濃度、 α は除去されたBODのうちで活性汚泥に転換し

にものの割合でらる。この関係式からBODの減少の様子を
みると、式(1-11)より

$$1 + \frac{\lambda}{S_0} L_r = e^{\lambda t} \quad (1-12)$$

よに残留しているBODは $L = L_0 - L_r$ であらめされるから

$$L = L_0 - \left(\frac{e^{\lambda t} - 1}{\lambda} \right) S_0 \quad (1-13)$$

とあらめることが出来る。この場合はBODの減少速度は

$$-\frac{dL}{dt} = \frac{S_0 \lambda}{\lambda} e^{\lambda t} \quad (1-14)$$

となり、活性汚泥の増加と共に指数函数的に増大してゆく。
従って、対数増殖期のBOD除去速度と減容増殖期のそれとは
大きく違いが有り、この両者は明らかに区別して取扱われねば
ならない。

このように対数増殖期から減容増殖期へと遷移してゆく過
程がばう気槽の中で起っていることとすれば、この両者の式を
この二時点を使い分けたりしなければならぬことになる。

有機物減容を表現するもう一つの代表的な数式として、酵
素反応を表わす Michaelis-Menten 式に類似した増殖速度が表

示した Monod の式⁽¹¹⁾が知られる。この式によれば好気増殖期を含め、基質濃度の広範囲領域にわたって細菌の増殖速度を表現することができる。この式を基質濃度の種々の条件に近似的に変形してやると、式(1-4)、(1-7)や、基質除去と汚泥への吸着として表わすこともできる⁽¹²⁾。この式を用いる場合にも、実際にばう気槽にこれを適用する場合には前に述べたと同様な問題が残る。いまここではこうして数式表示、妥当性を論ずるのが目的ではないが、式(1-4)又は(1-7)の簡易な式表示の利用できる限界を明らかにしなくては、これを用いて寒冷地での下水浄化の問題を検討してゆくこととする。

ばう気槽に除去すること望ましい溶解性有機物の中には、BODとして表わすことが適当ではない窒素化合物が含まれている。蛋白質あるいはその分解生成物であるアミノ酸として下水中にかたまり多量に存在し、その一部は生物学的に分解過程で酸素を消費するにや、BODで表わされる有機物量の中に含まれてくる。しかし、窒素化合物の除去過程は前述の数式をそのまま適用できない場合もあり、別な取扱いは必要となる。詳細は検討は本節の後半に記す。

4-3 BOD除去速度係数の検討

浄化速度を検討する上式(1-4)における k_1 、あるいは式(1-7)における k_2 の値が問題となる。これらの値は種々の外的条件によって変化する。一般にこのような反応速度を定める係数は定数と見え「反応速度恒数」と呼ばれているが、本論文では特にこの値は変化するものとして取扱ひ、「除去速度係数」と呼ぶことにした。

4-3-1 除去速度係数 k_1 の測定

ある一種類の基質(ここでは下水中の一成分)をある一群の活性汚泥中の細菌群が酸化分解してゆく場合に、時間の経過とともに(その反応速度はその基質の濃度、減則とともに)おとくたり、しかも分解困難な物質が次第に残存してくる。この反応速度係数は、より小さく、より大きく傾向にある。こうして状態を厳密に取扱うことは不可能ではたいていでも非常に複雑となる。活性汚泥中微生物相の変化に対する知見が充分でない現状では徒らに数式をもてあそぶばかり結果とはなりかねない。そこでここでは考察の便宜上、 k_1 や k_2 を時間の経過によって変うばいものとし、予つて、反応が成

立しうる範囲を明らかにしておくこととした。このように取扱ふことにより、以後の考察は比較的容易となり、処理過仕全体を包括的にみながら便利となる。

本研究では一般に用いられる程度の活性汚泥濃度(MLSSで数100~数1,000 mg/l)に普通の都市下水(またはそれに近い人工下水)が混合されている場合を想定し、下水のBOD濃度がどのように変化してゆくかをまず実験的に調べ、次に、

実験方法は下水に活性汚泥を加え、これを容器内に数時間ばう気し、その後所定の時間に容器内の混合液を取り出して、BODsで表わされる溶解性有機物の濃度の減少状態を調べる方法をとった。容器としては10リットル瓶または10リットルポリエチレン製バケツを用い、エアコンプレッサーまたは熱帯魚飼育用の小型エアポンプ、あるいは圧縮空気を炭酸瓶(圧力50psi)を用いて下水中に吹込み、混合液を充分好気性状態、溶解酸素濃度2.2 ppm以上)に保ち、また混合液の温度は室温(20℃)に保ち、また実験以外は、投込はヒーター・ローリー型温度調節器を使ってほぼ一定に保った。温度の調節誤差は土約1℃以内。溶解性有機物の除去速度を見るために所定時間ごとに容器内

から混合液をとり出し、これを30分静置沈澱させ、活性汚泥や浮遊物を除去し、その上澄水をピペットで取り出し、これについてL₀を測定した。活性汚泥の濃度は特に記すもの以外はグラム・リットル⁻¹（ $\text{g} \cdot \text{L}^{-1}$ ）（分別バスター浮遊物量（乾燥重量））として表わした。

生物化学的分解作用をうける時間としては混合液をばう気しはじめから混合液をとり出したときから時間をとり、静置30分の間にはお引っぱいて進行した淨化作用は無視した。このようにBOD測定までに30分間の時間的ずれがあるため、つぎに述べたように活性汚泥に対する吸着の影響を別にするため、最初のBOD濃度を求めるための試料としては、実験準備がすべて終了したばう気開始直前の混合液を必要量とり出し、以後の時間の試料と同様に30分間静置沈澱させ、その上澄水をとってこの試料とし、これからL₀を求めた。

4-3-2 活性汚泥に対する吸着量

下水に活性汚泥を混合すると、有機物の一部分は直ちに活性汚泥に吸着あるいは吸収され、活性汚泥中に含まれてしまう。これもばう気槽における淨化作用の一つであり、特にこ

れを処理方法に利用しているのが接触安定法 (Contact Stabilization Process) またはバイオソープション法 (Bio-sorption Process) といわれる処理方法がある。前記の方法ではこの様にごく初期の BOD 除去と除去、それ以後の淨化の因子が汚泥量の相違や汚泥の性状の相違により、どのようになるかを測定することを目的とした。勿論試料用混合液と採取液の分静置沈澱している間に進行した生物化学的反應は除外することほできなかったが、これはすべて試料に同じ程度に付加されたので、相互の比較には支障はない。

活性汚泥に対する吸着作用は吸収による下水中の BOD 除去を合算⁽²⁾汚泥に対する吸着作用とよんでいる。この吸着量は汚泥の量、換言すれば混合液の汚泥濃度 (MLSS) に比例する。実際にその大きさを表わす値はつぎの表 1-4 に示す通りである。実験 (T-4) では前記のごとく活性汚泥を人工下水に混合し、直ちに30分沈澱させるとき、吸着量であり、合算の実験では汚泥を混合して後1分間に、遠心分離したものである。いずれの実験も下水中には浮遊性、コロイド源はほとんどない。

表-1.4 活性汚泥に対する吸蔵量の一例

実験番号	T-4	合算の実験 ^(*)
原下水BOD5 (A)	400 mg/l	59 mg/l
汚泥混合後上澄水BOD	225 mg/l	39 mg/l
水温	7.2℃	—
MLSS	820 mg/l	—
希釈分を除く吸蔵量(B)	75 mg/l	12 mg/l
(B)/(A) × 100%	18.7%	20.3%
活性汚泥1g当り吸蔵量	0.0918 g MLSS	—

(*) 返送汚泥中の上澄水による希釈

ばう気槽への流入水中に浮遊性のBOD源が多い場合にと
 記のような実験を行なうと、この初期の除去量はもっと多
 くなるだろう。しかし、溶解性有機物が大部分を占めるよう
 な廃水に対してはこの吸蔵量をあまり期待することには疑問
 がある。その理由として、前記の表-1.4の結果とは別に、
 単に汚泥を混合したのみでは、汚泥中の水分による希釈によ
 ってBOD濃度が減少する効果以外に、ほとんどBODを減
 少が認められなかったにも関わらずである。この
 時には汚泥濃度を測定した上で表には省略した。吸蔵
 量の多さが何に原因するかは後述の活性汚泥の増殖とV1
 の値の項に示すが、主として活性汚泥自体の生理的条件が
 その主因と思われる。吸蔵量が無視できない程度であること

は表-1.4の実験「-」が示すところである。本節4-1に記した仮定の第3項の後半は正しく高い場合があることとなる。こうした事実をもとに考えると下水中の有機物が除去されてゆく過程は、まず活性汚泥に吸着され、活性汚泥構成微生物細胞内に吸収され、それが一部は貯蔵され、一部は直ちに汚泥中で分解され、細胞内に吸収されたあと、さらに新たに有機物が吸蔵されてゆくといった形をとるものと思われる。こうした下水中の有機物の挙動を考えると前記の仮定のように汚泥中の細菌に吸収されたBODが直ちに消費されると単純に考えることには無理があり、式(1-6)および式(1-7)のしに直接結びつける活性汚泥増殖の関係式には時間的遅れを考慮しなければならぬことになる。

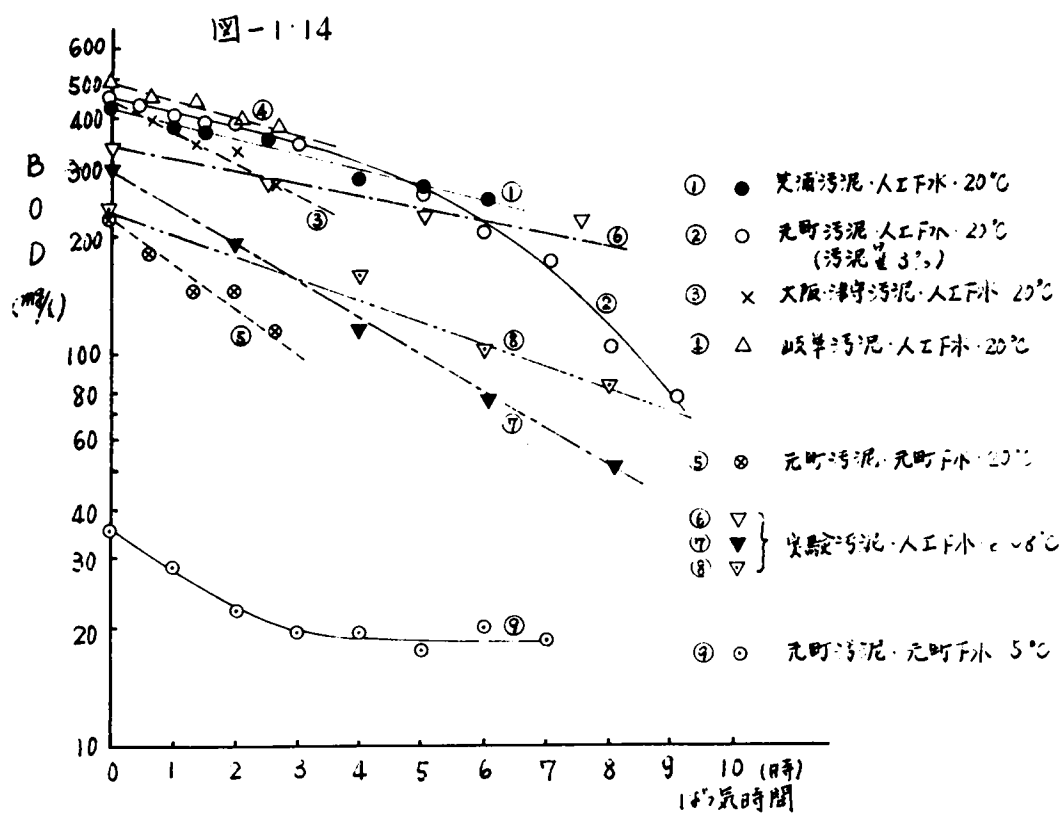
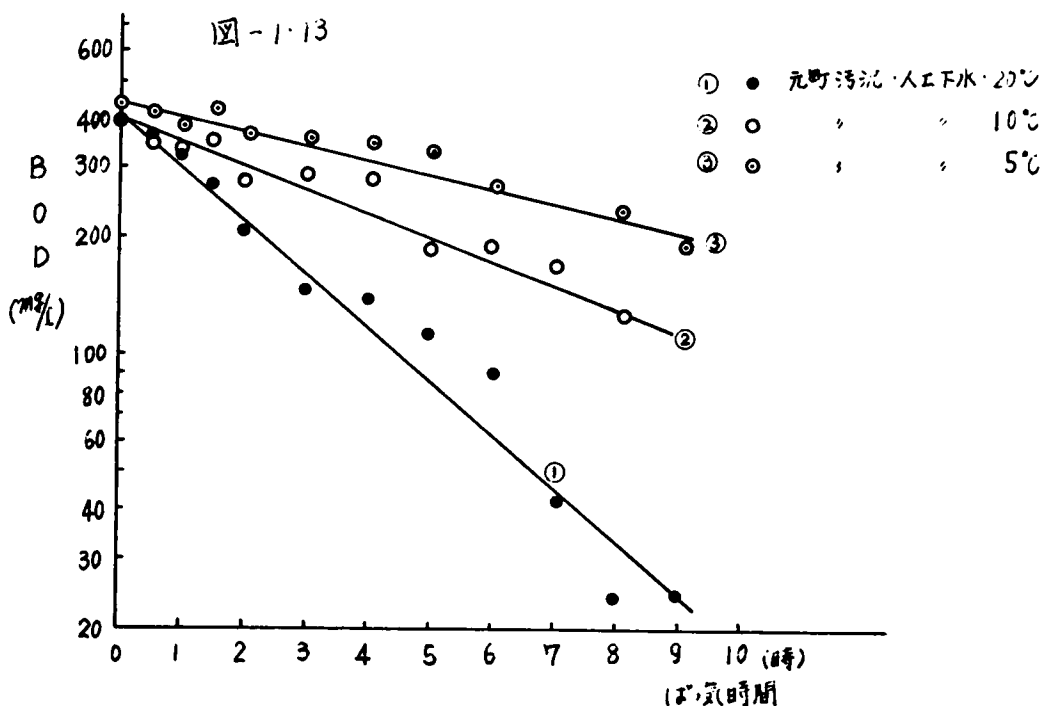
4-3-3 K_1 を定数とみはしめる範囲

下水中の溶解性の有機物濃度をBODであらわすことにより、曝気槽内で活性汚泥と共に曝気と受けつづける間にBODが減少してくる過程を式(1-5)であらわしてよいように期間を分けておき、総括BOD除去速度係数が巨視的にみて時間経過とともにほとんど変化しないとみはしめる範囲を実験により調

べてみた。対象とした下水は人工下水（表-1.5の組成）や札幌市元町で採水した都市下水や、人工下水にし尿を加えたもの（用い活性汚泥は実験室で生育したもの（本章第5節の実験参照）や札幌市元町の実験プラントで生成した汚泥、および札幌市夏野内住宅団地下水処理場の活性汚泥、他に東京都荒浦下水処理場より札幌まで空輸したもの、岐阜市中部下水処理場および大阪市津守下水処理場から空輸した汚泥などがある。これらの汚泥を対象とする下水に馴れさせにちバッチ実験を行なった。汚泥の混合割合は種々に変えてみた。また下水の初濃度も 1000 mg/l から最低 30 mg/l のものを用いた。各実験結果を図-1.13および図-1.14に示したが、縦軸には残留しているBOD濃度を対数目盛で示し、横軸にはばう気開始後の時間をとった。

表-1.5 人工下水の組成（Probeerによる⁽¹⁾）

	薬品名	分子式	重量(mg)	成分	濃度(%)
配	バブロン		375	固型料	610
	インナーエキス		250	反分	80
	乳糖	$C_{12}H_{22}O_{11} \cdot H_2O$	200	栄養素	110
	尿素	$(NH_2)_2CO$	63	燃型料	6.35
	塩化ナトリウム	$NaCl$	15	BOD用	~400
合	塩化カルシウム	$CaCl_2 \cdot 2H_2O$	75	pH	7.2-7.3
	硫酸マグネシウム	$MgSO_4 \cdot 7H_2O$	5		
	苛性ソーダ	$NaOH$	少量		



これらのバッチ実験の結果をみるとかなり広い範囲の汚泥濃度に対し（BODが500 mg/l ～ 400 mg/l という高い初期濃度の下小バに加えられたとき、ばう気開始後10時間程度までは水を一定とみおして差支えはない。しかし、浄化が進行した結果あるいは最初から、下小のBODが40 mg/l 以下であるようなときには図-1-14のカーブ④に示すように、時間の経過と共に浄化速度が著しくおちてしまい、ばう気開始直後と数時間経過後とを比較するとKを定数とみおしえない。これは生化学的に分解困難な成分、とりわけ割合が次第に多くなつてやき全体としくみ込む場合にBOD除去速度係数が小さくなつてやにためであらう。この点については後でさらに考察を加える。

一般の下水処理場、特に標準法や人テツプエアレーション法などの方法をとっているところでは、ばう気槽の滞留時間は3～5時間であり、ばう気槽へ、流入水および流出水のところで普通は500 mg/l 以下、20 mg/l 以上である。ばう気時間が長く、また汚泥日令（Sludge Age）の長い完全酸化方式では問題が残るが、そのなり場合には巨視的には式(1-5)の適用範囲でばう気槽が運転されているものと考えられる。

4-3-4 活性汚泥濃度の影響

式(1-7)によれば、曝気槽内でのBOD除去速度は活性汚泥量に比例している。曝気実験の途中で活性汚泥量を変えていく場合には当然この S_a を変数として取扱われなければならない。完全酸化法を除く他の活性汚泥法ではBODの除去に伴って活性汚泥量は増加し、これが余剰汚泥として排出されている。式(1-9)では S_a が変らばいもうとして積分した式で理論的に考えると正しい。式(1-8)に示した $K_1 = K_2$ の関係からみても K_2 はほぼ一定であると仮定すれば、総括BOD除去速度係数の K_1 も時間の関数となる。BODの除去に伴って活性汚泥量が増加し、ゆく期間をばわち対数増殖期、減速増殖期にあると思われる活性汚泥が居るという曝気槽では式(1-8)からみると K_1 は時間のともに次第に大きくなるはずがある。また減速増殖期から内生呼吸期にある状態の汚泥が使われているとすれば、 K_1 は時間の経過に従って減少するはずである。勿論このように考えたりは K_1 は一定、すなわち式(1-5)の考えに物質移動速度は変らばいと K_1 にかなうものがある。

汚泥量とこれらの有機物の除去速度係数との関係について Hunker⁽¹⁴⁾は KMnO_4 消費量と有機物濃度をあらわして式をあげている。

$$\frac{S_t - S_c}{S_m - S_c} = 10^{-k_f m t} \quad (1-15)$$

ここで S_m は最初の有機物濃度, S_c は生物学的に分解し得ないで最後に残る有機物濃度, S_t は t 時間後の有機物濃度, 右辺の f_m はその時の活性汚泥の濃度を表わし, 定数 k_f は有機物の種類とあつた気槽の構造はどつて決るとしている。Hunker はこの関係を Stuttgart と Baden-Baden の下水処理場、実験資料から求めている。液相用に KMnO_4 消費量としてあらわした有機物濃度のうちで生物化学的に分解可能な部分を $S_0 = S_m - S_c$ および $S = S_t - S_c$ とすれば式 (1-15) は

$$\frac{S}{S_0} = 10^{-k_f m t} \quad (1-16)$$

となり、式 (1-7) の関係と全く同じである。彼の実験結果をみると図 - 1-15 のごとく、たしかに活性汚泥濃度がよせば浄化速度は増加して、式 (1-15) の関係が成立していることがわかる。

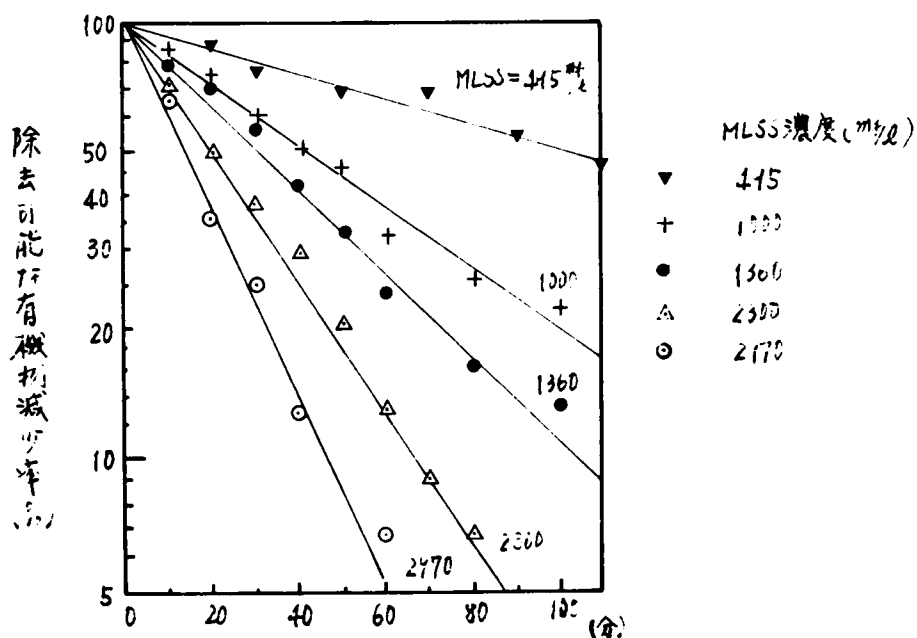


図-1.15 活性汚泥濃度による有機物除去速度のちがい

しかし前記の図-1.13および図-1.14に示した実験の大部分は総括BOD除去速度恒数としてカトがほぼ一定であることを示している。これはバッチ実験で行った期間内に汚泥の増量がほとんどないにすぎない、減衰増殖期、後半に近くなると、既に増殖を終ったところに存在していた活性汚泥量(ML)に対するその時間内での増加量(ΔS)の割合がほとんど無視して差支はないにすぎない。こうした場合にバッチ実験開始時の活性汚泥量が極端に少ない、しかもBOD負荷率が大きい場合(図-1.14の曲線c)には明らかにこの値に変化

があらわれ、時間と共に浄化速度が増大している。この場合には活性汚泥が実験の途中で増加したものと思われる。

各種、下水と人工下水について K_1 、 K_2 を求め、結果を宗室は報告⁽⁴³⁾しているが、実験室で得られたデータをさらに加えて取りとめにも、表-1.6がある。

表-1.6 各種、実験で得られた K_1 、 K_2 の値 (20℃)

基質の種類	供試活性汚泥 MLSS(%)	K_1 (/時)	K_2 (1/50ppm・時)	実験者・文献
グルコース			4.15×10^{-4} $(2.62 \sim 5.41) \times 10^{-4}$ $(3.61 \pm 0.01) \times 10^{-4}$ $(4.38 \sim 12.7) \times 10^{-4}$	Weston Simpson 合田・北井(43) シカゴ・ポン 原原 宗室
人尿市下水	分温処理活性汚泥		12.5×10^{-4} 5.16×10^{-4}	
人糞市下水	スキャビル馴養活性汚泥	2000	0.403	
"	"	5000	1.031	(45)
"	"	3500	2.730	
アセミン+NH ₄ Cl	(完全混合型)	3300	1.732	(40)
グルコース+NH ₄ Cl	(多量型)	745-4.850	—	(40)
スキャビル+NH ₄ Cl	()	3500	3.353	(40)

既報の資料の中には実験条件、不明確なものが多いが、活性汚泥の性状や基質の相違、あるいは有機物をBODを指標としてではなく、この K_2 ($K_2Cr_2O_7$ 法)も、糖濃度で表示している場合についても、同一温度(この表の場合には20℃)において K_2 の値は 10^{-4} (1/50ppm・時)のオーダーに集中している。に

だし、使用した活性汚泥の性状によって後述するように K_1 の値はかぎり変化するようにであり、さらに K_1 の値には活性汚泥濃度の大小がより大きく影響していることが判る。従って K_1 を用いて浄化速度の相対比較を行なう場合には、その時の活性汚泥濃度 (MLSS) を一定にして行なうと共に、活性汚泥に対する有機物負荷の大きさを揃え、活性汚泥の性状とでさうだけ揃えておけば行なうべき。

4-4 BOD 除去速度係数におよぼす水温の影響

前項で述べたと同じ方法によってバッチ実験を行ない K_1 や K_2 に対する水温の影響を求めた。水温の調節は前述の方法と同様であるが、室温以下、条件は低温恒温室、広さ 4 畳、最低室温 -10°C まで調整可能、実験時には 20°C にセットした) 内にばう気用の容器を納めて、混合液を配流する方法で制御した。各種の実験条件と得られた結果をつぎ、表-17 に示す。

K_1 および K_2 は生物化学的反応速度と考えられるが、これらの各温度における値を $\text{structure}, \text{phclps}^{(47)}$ にならう、(つぎの式により整理し、得られた温度係数 α の値を同じ、表-17

表-1.7 各種の条件における水温と K_1 、 K_2 値の関係

下水の種類	使用しに活性汚泥	活性汚泥量 (STW %)	水温 ($^{\circ}C$)	K_1 値 ($1/時$)	温度係数 ($1/度$)	
札幌市元町汚水 試験所下水	札幌市元町汚水試験所 活性汚泥	1	20	0.1695	1.072	
			10	0.0819		
			5	0.0574		
			2	0.0484		
人工下水 ⁽³¹⁾ (Pasveerに於)	同上	24	20	0.3380	1.065	
			10	0.2416		
			5	0.1317		
			2	0.0993		
	同上	3	20	0.1858	1.069	
			10	0.0851		
			5	0.0700		
			2	0.0540		
	循環散水(お気法) ⁽⁴⁴⁾ 混合液	1/20 倍	20	0.0442	1.065	
			10	0.0361		
			5	0.0187		
			2	0.0144		
	北大構内の下水の 沈澱汚泥	1/21 倍	20	0.0332	1.079	
			10	0.0216		
			5	0.0103		
			2	0.0087		
	東京都荒浦下水処理場 活性汚泥	8	20	0.0879	1.064	
			10	0.0480		
			3	0.0294		
人工下水 (スエミル ⁽³¹⁾ + NH_4Cl)	スエミル馴養活性汚泥 (連続実験プラント-完全流型)	5500	20	10.27×10^{-4}	1.076	
		2000	10	4.43×10^{-4}		
		同上	3500	20	10.41×10^{-4}	1.111
			3000	10	3.63×10^{-4}	

の右端に記した。

$$K_{10} = K_{1-20} \cdot \alpha^{(0-20)} \quad \text{又は} \quad k_{20} = k_{2-20} \cdot \alpha^{(0-20)} \quad (1-17)$$

ここで、 K_{10} : 0°C における総括BOD除去速度係数

K_{1-20} : 20°C における

K_{20} : 0°C における活性汚泥単位量当りのBOD除去速度係数

K_{2-20} : 20°C における

α : 温度係数

以上の結果からみられるように、水温が低下すればBOD除去速度係数は小さくなり、ばう気槽における浄化速度が低下してゆく。

ところでこうした水温による影響をみるうに、表-17の K_1 であらわした実験のグループでは同一の活性汚泥を実験室内で直ちに各温度に下げたおいに混入液に加えてばう気を開始し、そのときの活性汚泥をそれまで保存（あるいは活動）していた状態とくらべれば町にことも水温が異った環境に暴露させたことになる。一般に活性汚泥中の原生動物相を観察していると、有機物負荷ほか他の条件がほとんど変っていない場合でも、水温の低下に伴って出現する種属の変化が認められ、極端な場合には原生動物が顕微鏡下では認められず

いようにする。同様のことは活性汚泥を構成する細菌群の中
にも起っていると考えるであろう。大部分の活性汚泥構成細
菌はかたまりない温度範囲に活動可能なものであるが、上記
の実験のように、5℃から20℃といったかなり大きい温度変
化に常にさらされているわけではない。中温域と思われる室
温、あるいは20℃で馴養した活性汚泥と、より低温の状態に
長い期間運転している活性汚泥とではその中の微生物相は、
一様ではなく、水温その他の環境条件を同等にしたとしても、
この両者の浄化力に相違があらわれるのは当然であろう。従
ってここで得られた浄化速度とBOD除去速度係数の温度に
よる影響は、むしろ急激な温度変化をうけた場合に活性汚泥
の有機物除去機能がどのように変るかを知ら一つの示標とし
て利用すべきものと思われる。表-17、下方に2つ示した
場合には、同じ実験装置、同等の負荷条件で運転した連続流
入、バイロットプラント（次節参照）で活動中の活性汚泥に
ついて行なったバッチ実験から得られたものである。このバ
ッチプラントは水温を20℃あるいは25℃に設定してから数週間運
転して一定の負荷（ $0.25 \pm 0.05 \text{ kg BOD}_5 / \text{kg MLSS} / \text{日}$ ）の下で処理実験を

行なってきたもので、この間に活性汚泥中の微生物相はそれぞれの水温に適したものに変わっていたものとして求めた。この場合は水温は20℃と10℃の2段階しかかえることができなかったもので、二点から式(1-17)の温度係数を求めるのはやや乱暴であるが、強いて求めれば1.076および1.111となり、 K_1 について求めたものゝ値とほぼ同じで、やや大きい値とあった。これらの値はMoore (1941)⁽⁵⁾による5~20℃の範囲での1.065 およびStreeter, Phelpsの1.047 よりやや大きい値とになっている。

4-5 窒素化合物の酸化分解に及ぼす影響

二次処理段階で除去することゝ望ましい溶解性有機物の中には、BOD₅として表わされる有機物、主として炭水化物でBOD曲線の第一段に表われるものゝ他にも多くの成分がある。その中でも含有量が多いものとして窒素化合物がある。蛋白質、アミノ酸、尿素等の形で下水中に排出され、下水中で分解される程度進むとアンモニア窒素の形でも下水中にかなり多量に存在する。Hunter⁽⁶⁾によると家庭下水の浮遊性有機物中の25%、Walter⁽⁷⁾によると浮遊性・溶解性合せて約11%を

占めると報告している。これらの有機性窒素化合物は生物学
 時は分解過程で炭水化物と共に酸素を消費する。ただその分
 解速度が遅いばかり、そのものが細胞合成に利用されたりす
 るために、5日間隔で表わした酸素消費量にはその一
 部の酸化しか行われず、大部分の酸素消費は易分解性炭
 水化物の量によって決まるとなる。しかし、下水が放流先
 の河海水域中で好気的に自然浄化されるときには、最終形態
 である硝酸性窒素にまで酸化されてゆく。このときに必要と
 する酸素量は決して明瞭ではない。アンモニア窒素に分解さ
 れてから亜硝酸へ、さらに硝酸性窒素にかわる硝化段階の
 についても Stratton⁽³⁾等、あるいは Wejermak⁽⁴⁾ は表-1.8のよ
 うに酸素を必要とするを報告している。

表-1.8 硝化に必要な酸素量

	$\text{NH}_4^+ \longrightarrow \text{NO}_2^-$ ($\text{NH}_4\text{-N } 1\text{mg(当り)}$)	$\text{NO}_2^- \longrightarrow \text{NO}_3^-$ ($\text{NO}_2\text{-N } 1\text{mg(当り)}$)
Stratton等による値	3.43 $\text{O}_2\text{mg/l}$	1.14 $\text{O}_2\text{mg/l}$
Wejermak等による値	3.22	1.11

このように硝化に対しても合計 $4.5\text{mg O}_2/\text{mg-NH}_4$ の酸素消

費が起るから、処理後の放流下水はできるだけ硝化を完全に終らせておく必要がある。また、放流先水域の富栄養化を防止するためにはさらに窒素の除去も必要と行っている。

ところで下水中の有機物態およびアンモニア窒素の活性汚泥法による除去過程はおおよそつぎのように考えてよからう。

- (i) 有機態およびアンモニア窒素の活性汚泥微生物への吸収
- (ii) 活性汚泥微生物細胞への合成および酸化
- (iii) アンモニア窒素の状態に酸化された窒素の溶出
- (iv) 同上の亜硝酸菌による利用（吸収、代謝）と亜硝酸窒素の溶出
- (v) 亜硝酸窒素の硝酸菌による利用（吸収、代謝）と硝酸窒素の溶出

これらの過程が好気的狀態に保たれている下水中で順次進行してゆき、酸化分解のすくんだ処理下水中では大部分の窒素が硝酸窒素となって存在する。さらに富栄養化防止のためにはこの硝酸窒素を除去する過程を付加しなくてはならない。

一方、活性汚泥微生物体内に摂取された窒素化合物のうち

一部は微生物の増殖の際に細胞合成に使われ、活性汚泥として働くが、主に増殖した活性汚泥は余剰汚泥として系外に取出されてゆく。このため、下水の酸化分解が充分に行はれたとしても、余剰汚泥として系外に引き出された分だけの窒素総量は流出水中に少なくなる。従って下水中の窒素化合物の除去を検討するときには以上に述べたいくつかの生物化学的な作用を合して考えなければならぬ。

ところでこうした一連の生物化学的な反応が、寒冷な条件（どのような影響をうけるかを調べるには、連続的に稼働している活性汚泥プラントから活性汚泥をとり出し、その汚泥について実際に窒素化合物がどのように変化してゆくかを調べる方法）によらざるを得ない。実際の下水処理場について、処理過程に従って下水中の窒素化合物濃度の消長を追うことも一つの方法であるが、流入下水の水質水量の時間変動の大きいことを考え、負荷を一定とするところのできる実験装置の処理状況から寒冷の影響をみることにした。用いた実験装置は次節に詳細を述べる連続流入実験プラント（図-1.19）で、そのプラントの活性汚泥を用いて行った図-1.16のバ

ッテ実験装置である。

スキムミルク、あるいはグルコースと塩化アンモニウムを基質とした人工下水を用い、水温をかえてバッチ実験を行なった結果を図-1-17および図-1-18に示した。有機態窒素の除去は比較的容易にばッ気初期におこるので、アンモニア窒素との合計量を縦軸にとっている。また図-1-18では硝化作用によって生成された亜硝酸窒素および硝酸窒素の合計量を右側の縦軸にとり、図中右上りの直線群を示している。

これらの結果からみると、実験を行なった時間範囲では有機窒素とアンモニア窒素の合計しにもっと一般にテールゲール窒素として定量されるものの濃度は前述の式(1-7)と同じ一次反応式が近似的に表わされるような減少の様子を示している。一方、このように減少した窒素はつぎに硝化態となり下水中に増加してゆく。その増加の様子はこの実験の範囲内ではおおむねつぎの式(1-13)に示すような零次反応式に従っている。

$$\frac{dP}{dt} = K_{nit} S_a \quad (1-13)$$

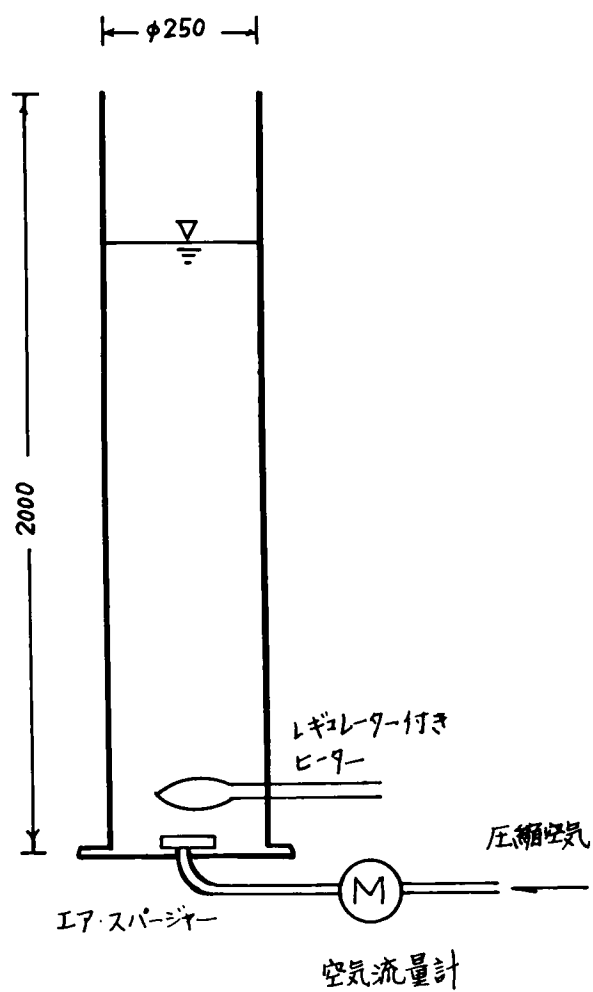


図-1.16 バッチ実験装置

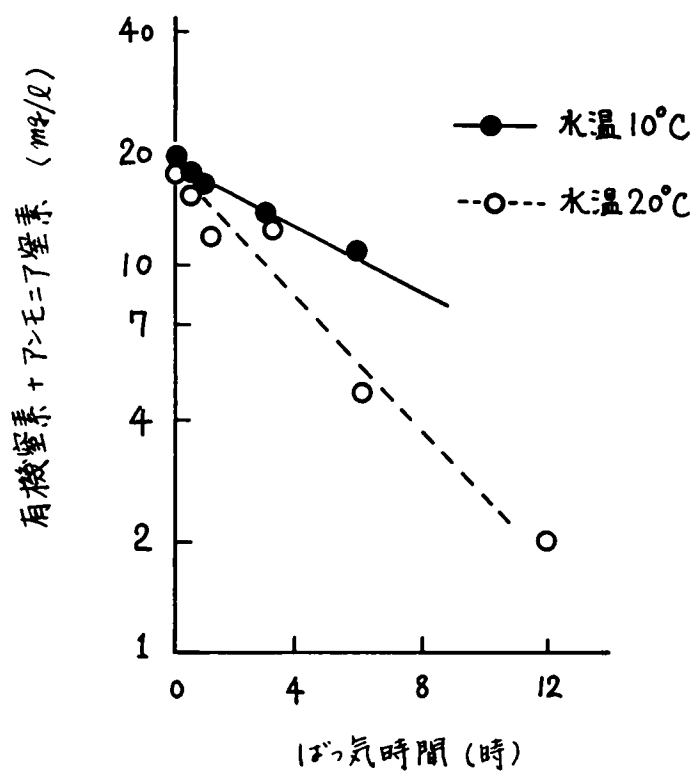


図-1.17 (有機窒素+アンモニア窒素)の除去におよぼす水温の影響 (スキムミルク人工水の場合)

表-1.10 浄化効率に及ぼす下水温度の影響

水温	BOD除去率(%)	(有機窒素+アンモニア窒素)除去率(%)
10°C以下	82	0
11~15°C	82	23
16°C以上	87	25

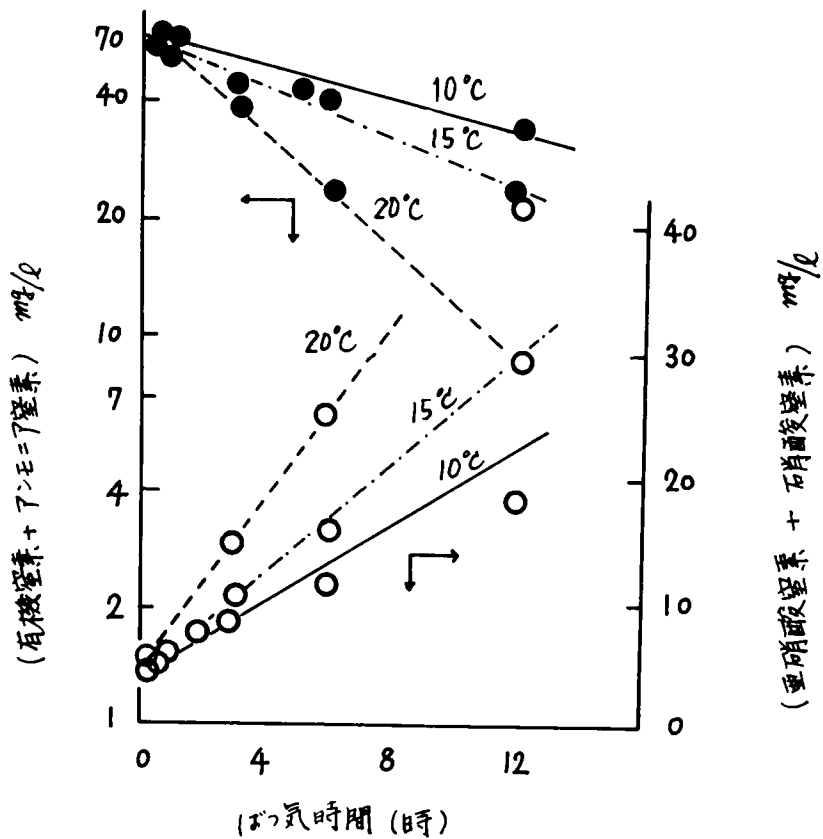


図-1.18 各態窒素の変化におよぼす水温の影響
(グルコース+ NH_4Cl の場合)

ここで P は硝化態の窒素濃度 (亜硝酸窒素 + 硝酸窒素) ,
 k_{nit} は硝化反応の速度定数である。バッチ実験の結果からケ
 ールザール窒素除去速度係数 k_{org} および硝化反応速度定数
 k_{nit} を求めると表-1.9 のようになる。

表-1.9 k_{org-N} および k_{nit-N} と水温の関係

実験番号	水温 (°C)	負荷 [*]	MLSS (mg/L)	k_{org} (1/日・ppm・日)	k_{nit} (1/日)	k_{2-COD} (1/日・ppm・日)
4-1-1	20	0.34	3,500	6.05×10^{-4}		2.5×10^{-2}
4-1-2	20	0.18	3,500	6.50×10^{-4}		2.2×10^{-2}
平均				6.28×10^{-4}		2.3×10^{-2}
4-2-1	10	0.40	3,000	4.08×10^{-4}		0.67×10^{-3}
4-2-2	10	0.30	2,200	3.72×10^{-4}		6.13×10^{-3}
平均				3.4×10^{-4}		1.0×10^{-3}
5-1	20	0.18	2,200	8.7×10^{-4}	3.1×10^{-2}	
5-2	15	0.18	2,200	3.2×10^{-4}	2.3×10^{-2}	
5-3	10	0.18	2,200	2.5×10^{-4}	1.4×10^{-2}	

*; バッチ実験における有機物負荷、COD・kg/t と MLSS・日

これらの結果から明らかになるように 有機窒素とアンモニア
 窒素の除去速度係数 k_{org} も水温の低下とともに小さくなり、
 その温度係数を求めると 1.092 となる。また硝化反応の速度
 定数 k_{nit} も同様で、この温度係数は 1.106 となった。

表-1.9 の右端に COD の除去速度係数を同時に測定した値
 を示したが、(有機窒素 + アンモニア窒素) の除去速度係数は

COD除去速度に比して極めて小さく、CODあるいはBODで示される有機物質が除去されたのちになお窒素化合物が残存しがちであることを示しており、これは特に低水温のとき顕著にあらわれる。

札幌市創成川下水処理場における昭和42年11月から昭和45年2月までの期間のBOD₅および(有機窒素+アンモニア窒素)の除去率(平均月2回測定)は表-1.10に示すとおりである。これによると、特に水温が10℃以下になった場合に、BOD₅の除去率はあまり変化していはいにもかかわらず、有機窒素およびアンモニア窒素の除去がほとんど行われなくなるのがわかる。

これと同じような結果は連続流入の実験プラント(図-1.19)を用いた処理実験の結果(表-1.11)にもあらわれている。低水温になるに従って有機窒素よりアンモニア窒素→亜硝酸窒素→硝酸窒素へと分解・酸化されてゆく速度が低下するため、放流水中には最終的酸化形態である硝酸窒素の濃度が少なくなり、逆に未酸化のものの濃度が多くなっていることがわかる。また放流水中の各態窒素の合計をみると低水温になる

表-1.11 連続流プラント実験結果(窒素の除去について)

実験 番号	水 温 (℃)	負 荷 (kg COD /kg MLSS日)	流入水		放流水					有機窒素 + アモニア窒素 除去率 (%)
			COD (mg/L)	有機+ アモニア 窒素 (mg/L)	有機窒素 (mg/L)	アモニア窒素 (mg/L)	亜硝酸窒素 (mg/L)	硝酸窒素 (mg/L)	各種窒素 合計 (mg/L)	
真駒内実験プラント										
1-1	20	0.25	286	55.4	2.1	18.6	7.2	1.4	29.3	63
1-2	15	0.35	346	63.8	1.8	34.6	3.3	1.2	40.4	43
1-3	6	0.38	365	67.3	17.0	35.5	0.06	0.0	52.6	22
完全混合型バク槽試験										
2-2	20	0.56	152	11.4	7.1	1.1	2.13	11.4	21.7	28
2-3	15	0.58	462	10.4	1.2	0.2	0.21	14.4	16.5	87
2-4	10	0.33	466	17.4	15.8	7.8	0.08	7.1	30.8	0
多室完全混合型バク槽試験										
3-1	20	0.33	275	27.5	2.6	8.9	0.36	4.4	16.3	58
3-2	15	0.47	157	15.7	2.6	7.5	2.10	0.7	16.0	36
3-3	10	0.25	161	16.1	4.6	2.3	0.07	3.2	10.2	57
3-4	5	0.14	147	14.7	4.2	3.8	0.02以下	0.04以下	8.1	60

ほど多く、(有機窒素+アンモニア窒素)の除去率の低下だけで、窒素全体としての除去(微生物体への転換と空気中の脱離の両者を含めて)も水温の低い場合にはうまく行はわれなくなることがこの実験結果から明らかにあった。ただしこの実験で放流水中の窒素のうち亜硝酸窒素および硝酸窒素は溶解性のもので、4について試験を行っている。

第5節 最終沈澱池における活性汚泥の分離と総合的な浄化効率に影響する諸因子

5-1 二次処理施設での総合的な浄化効率

第3節では最初沈澱池での浮遊物質の除去について、また第4節では溶解性有機物質の除去について、寒冷の影響を検討してきた。いわゆる二次処理といわれる生物化学的な処理過程にはさらに最終沈澱池における生物学的なフロッフ（本論文では活性汚泥法における活性汚泥フロッフ）の分離の問題となる。なぜならば、下水中の有機物質がたとえ活性汚泥にすべて吸収され、液中から除去されてしまっても、活性汚泥を分離せずそのまま放流水に混入したままであれば、有機性汚濁物質が形態を変えにばかりで大部分が流出してしまうこととなる。放流水中に活性汚泥フロッフが混入すれば、そのフロッフに付着した最初沈澱池で除去できなかった浮遊固形物も流出することとなり、放流水の浮遊物質濃度が高くなり、流出する浮遊物質には有機性の部分が多いため、放流水のCODあるいはBOD濃度を高くする。現在の下水処理場

放流水を濾過するとBOD濃度を半減させることが容易にできることはこの事実を裏づけている。従って処理効率を向上させる当面の目標は最終沈澱池での浮遊物質除去効率の向上にあるといえる。

最終沈澱池での活性汚泥の分離方法は現在のところほとんどの下水処理場で重力沈降を利用している。ごく僅かの活性汚泥プラントで浮上分離を使っているが、大規模なものにはまだ利用されていないの（ここでは考察の対象から一時除しておく）。

重力沈降に関しては第3節の最初沈澱池での浮遊物質の沈降速度の項で考察したが、最終沈澱池では対象となる粒子の比重が小さく、水に近い値（前述の京都市の例では1.025、代表値として1.03を使用した）であることと、微生物集団としてフロック状に凝集し易く、沈澱池内でも次第に大きなフロックになりながら沈降速度を遅くすること、また数1,000 mg/lという濃度の活性汚泥が大部分の沈降行程で群沈降とよばれる状態になることの3点が最初沈澱池での浮遊物質除去の場合と異なる点である。沈降途中の粒子が凝集作用で大きくなっ

にり、群沈降を行なう現象に関しては丹保等⁽⁵⁶⁾⁽⁵⁷⁾の報告がある。

また粒子そのものの沈降速度に対する寒冷の影響はすでに考察したりでここでは重複をさける。

活性汚泥法、最終沈澱池が従来あまり研究が進展していなかった点として活性汚泥の性状、特にその沈降性の良否に関する問題がある。前述の通り最終沈澱池で浮遊物除去とできるだけ完全に近く行なわせるには、沈澱池の設計や運転管理を良好に行なうことも大切であるが、同時にまた沈降性の良好は活性汚泥をつくることを目標としておかねばならない。

こうした点を考えながらこの節では活性汚泥の沈降性に影響する諸因子について考察を進めてゆくことにする。

5-2 SVIと水温の関係

前節でBOD除去速度係数 K_1 あるいは K_2 の値が活性汚泥の性状によって変化することにふれたが、どのような条件で運転されている活性汚泥がいかなる性状をもち、またその時にBOD除去速度係数にどのような変化を及ぼすかが問題となる。活性汚泥の性状の一つとして従来用いられてきたものに

沈降性の良否判定を行おうSVI（活性汚泥容量示標）がある。これは活性汚泥がばう気槽から最終沈澱池に入ったとき、凝集しなから速かに沈降し、しかも30分後にかなりの程度自重圧密をおこして濃厚な汚泥層を形成する場合に、そのような活性汚泥が経験的にSVI値が100以下を示すことが多く、逆にSVIが100をはるかにこえて大きな値となるときには、そうした活性汚泥の沈降性が不良でかつ圧密しにくい膨化した活性汚泥であることを示している。SVIを活性汚泥の真の沈降速度の指標とすることについては種々異論もあり、その妥当性に疑問をもつ報告もあるが、実際に活性汚泥法のプラントを運転する上で、SVIが大きくなった場合にはいわゆるバルキング現象を起していることが多く、またその原因は活性汚泥中に糸状菌が多く繁殖していることが幾多の報告や実験結果から認められる。そこで、ここでは非常に大きなSVI値の変化が起る場合のみを問題として取り上げることとして論を進めていくこととする。

低水温時には前項で検討したようにBOD除去速度が低下する。その様な場合に活性汚泥のSVIがどのように変化可

るかを実験的に調べてみた。実験装置としては図-1.19に示すような連続プラントを用いた。即ち、ばう気槽と最終沈澱池を大型(内容積 6 m^3)の恒温水槽内に納め、外気温の影響をできるだけ受けまいようにしてこれに人工下水、あるいは実際の下水処理場(札幌市真駒内下水処理場; 分流式の住宅団地を対象)の最初沈澱池流出水を一定流量で連続的に処理する実験を行なった。ばう気槽は内容積 450 l であるが、完全混合型($750 \times 600 \times$ 水深 1.000)のもの、図-1.20に示すような完全混合型タンクを6室直列に連結したもの、および図-1.21に示す14室に分割したものの3種を用いている。

実験方法; 活性汚泥の沈降性を調べるため、表-1.12の実験条件により一連の実験を行なった。連続流の実験プラントはいずれも処理水量を $1\text{ l}/\text{分}$ 、返送汚泥量を $0.25\text{ l}/\text{分}$ で運転した。したがって、ばう気槽の滞留時間はすべて6時間、沈澱時間は1時間となる。ただし、沈澱池で浮遊物質の流出が多くなり、ばう気槽の活性汚泥濃度を保持できなくなった時には処理水量を減少させ(止むを得ず有機物負荷を減少さ

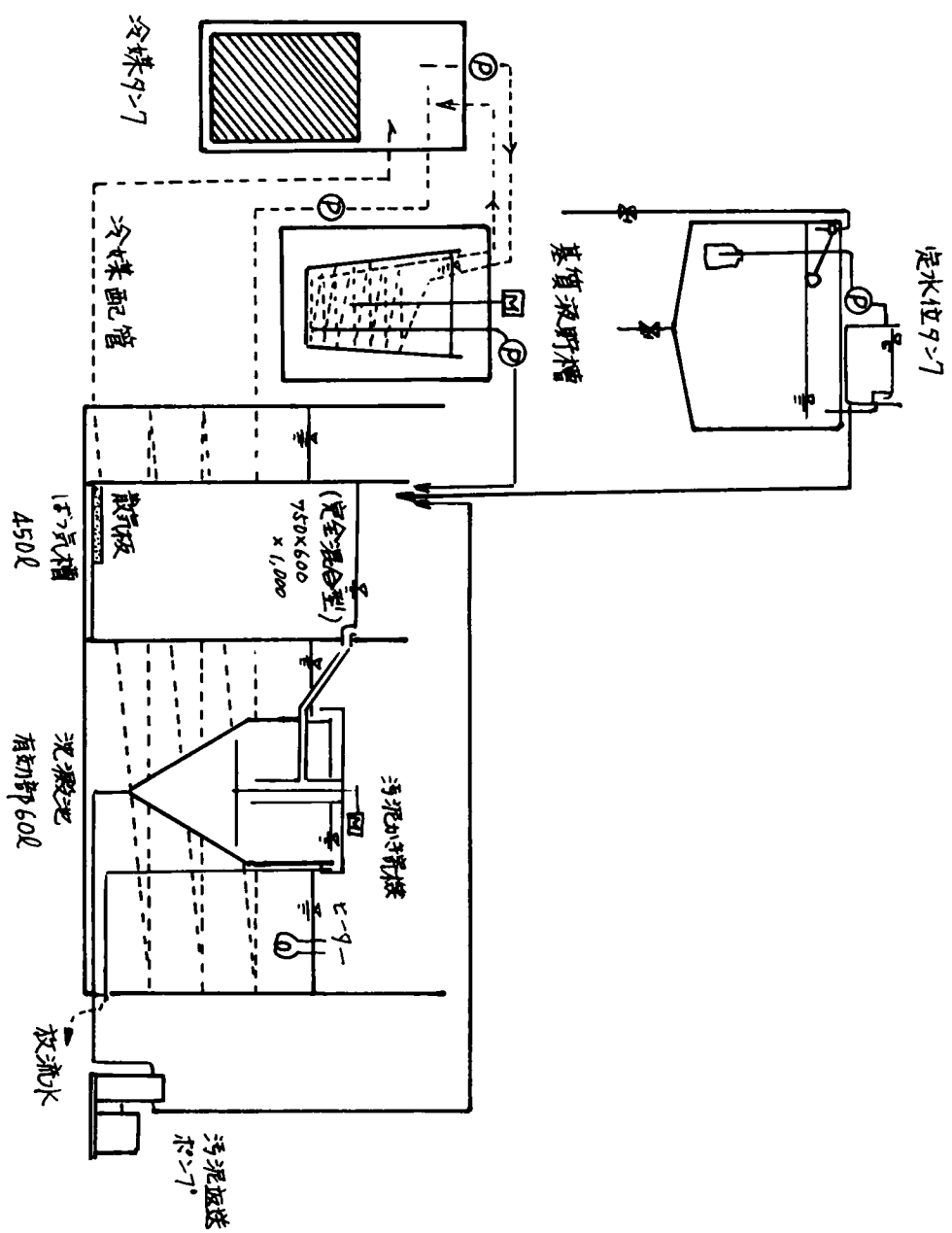


図-1.19 連続流実験プラント概略図

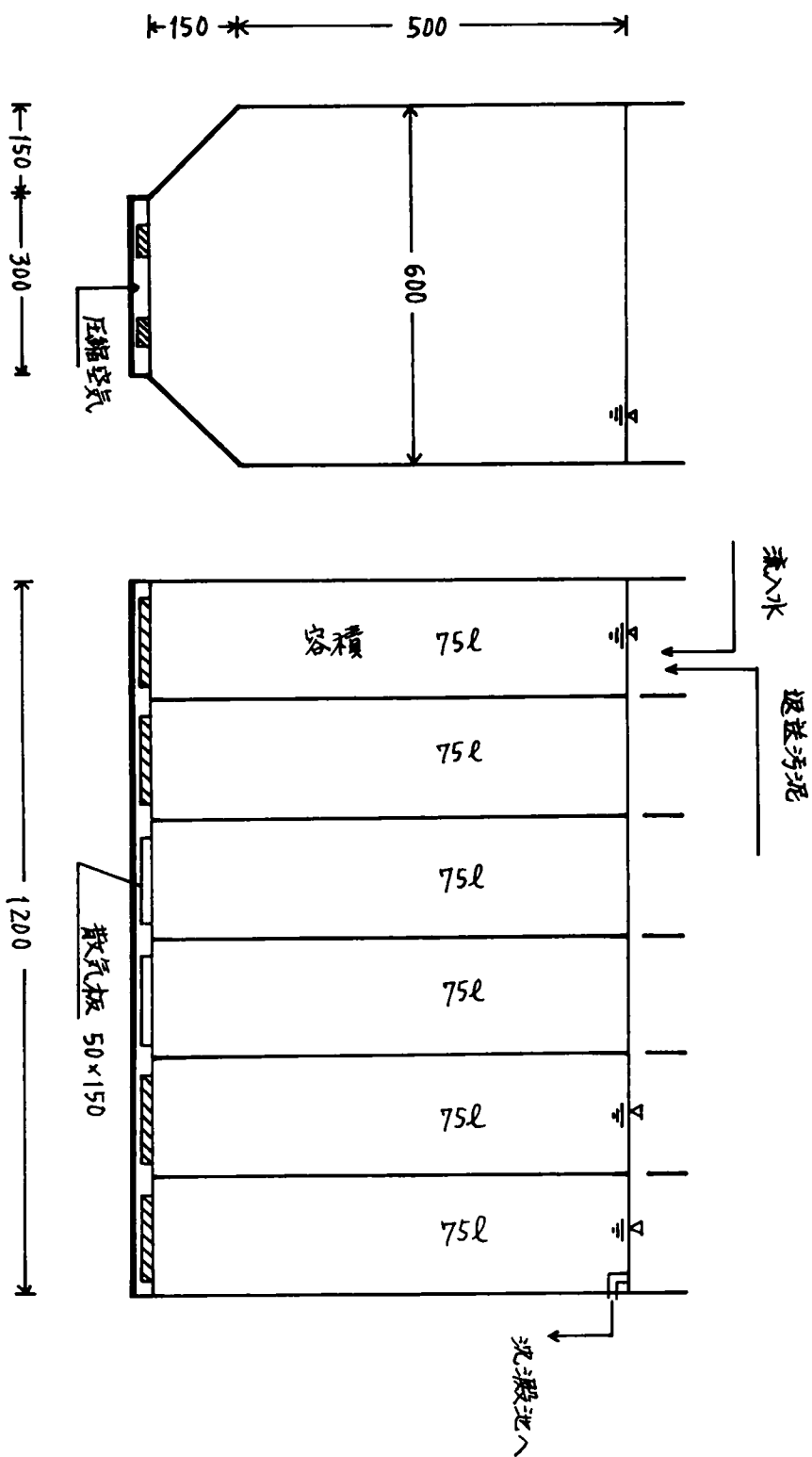


图-1.20 6室完全混合型1ろ気槽

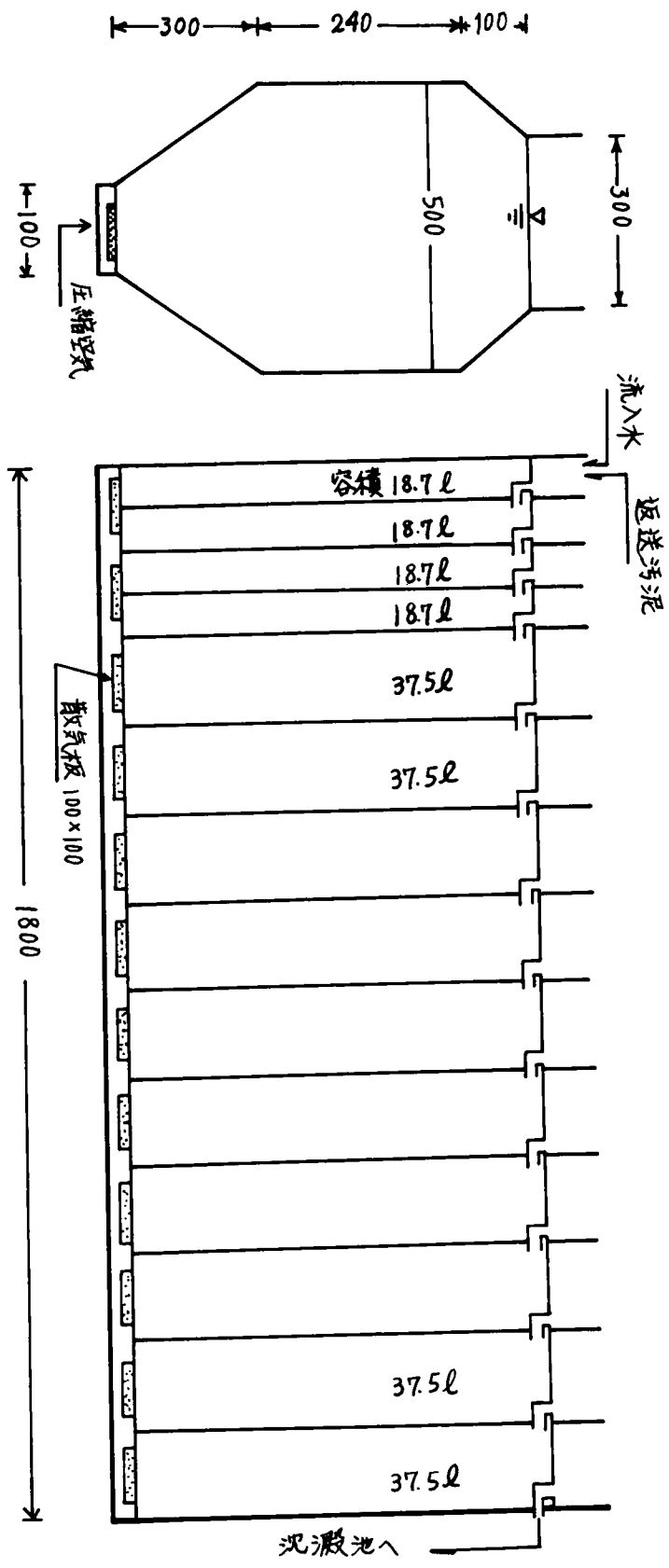


図-1.21 14室完全混合型バリア槽

表 - 1.12 連続流入処理実験条件

実験 番号	基質の種類	ばっ気槽の形式	ばっ気時間	水温 (°C)	流 量 (ℓ/日)
1-1	分流式下水	6室完全混合型	6時間	20	1,440
1-2	"	"	"	15	"
1-3	"	"	"	6	"
2-1	スキムミルク	完全混合型	6時間	20	1,440
2-2	"	"	"	20	1,380
2-3	"	"	"	15	1,290
2-4	"	"	"	10	704
3-1	スキムミルク+バブトン	14室完全混合型	6時間	20	1,440
3-2	"	"	"	15	"
3-3	"	"	"	10	"
3-4	"	"	"	5	"

せた), その代わりに返送汚泥量を増加させて, ばっ気槽の流入量を 1.25 ℓ/分 に保ち, ばっ気槽滞留時間が変らないうにした。

活性汚泥の馴養; 種汚泥としては実験内および札幌市創成川下水処理場の返送汚泥を用い, 低い有機物負荷から設定負荷まで段階的に高くしながら馴養し, さらに設定負荷で汚泥が十分に馴化した後に測定を行なった。

測定項目; 測定した項目は下記のとおりであり, 試験方

法は下水試験法⁽⁵⁸⁾あるいはアメリカの標準法⁽⁶⁰⁾によった。

水温, pH, 酸化還元電位, 溶存酸素濃度, 4.3 アルカリ度

全蒸発残留物, 浮遊物質 (SS), 揮発性浮遊物質 (VSS),

BOD₅, COD (重クロム酸カリウム法), 有機窒素

アンモニア窒素, 亜硝酸窒素, 硝酸窒素, 汚泥容量 (SV₃₀)

その他に随時原生動物数も測定した。

結果; 各装置で得られた結果を実験条件ごとにとりまとめたものが表-1.13である。浄化効率などの考察はしばらくおき, 活性汚泥の SVI におよぼす水温の影響を検討してみよう。それぞれの実験プラントごとに水温と SVI の関係をプロットしたものが図-1.22 である。完全混合型の実験プラントでは 10°C までしか実験ができなかったが, 多室型 1 号気槽を用いたものでは 5°C の条件で, 負荷を小さくしながら運転を連続して得たデータをとっている。その点が同一条件であるとはいえないが, 図-1.22 から明らかのように, 水温の低い場合には活性汚泥の SVI が著しく大きくなり, 低水温は活性汚泥の沈降性に悪い影響を与えていることがわ

表-1.13 実験結果 (連続流プラント)

実験内実験プラント												
実験 番号	水温 (°C)	負荷 K_d^{COD}/K_{SMSSB}	SVI	MLSS (mg/L)	流入水		放		流		COD除去率 %	COD除去量 g/日
					COD (mg/L)	COD (mg/L)	COD _f (mg/L)	SS (mg/L)	COD			
1-1	20	0.25	90	3778	286	83	45	43	71	84*	292	
1-2	15	0.35	178	2955	346	45	31	22	87	91	433	
1-3	6	0.38	181	2836	365	274	37	206	25	90	131	
完全混合型バツ、気槽試験												
2-1	20	0.34	45	3035	322	51	31	23	85	90*	394	
2-2	20	0.56	-	866	152	-	-	-	-	-	-	
2-3	15	0.58	322	2309	462	9	8	26	98	98	583	
2-4	10	0.33	402	2210	466	160	13	131	66	97	214	
多室完全混合型バツ、気槽試験												
3-1	20	0.33	51	2636	275	52	17	51	81	94*	320	
3-2	15	0.47	112	1000	157	27	11	11	83	93	188	
3-3	10	0.25	345	2047	161	26	9	15	83	94	174	
3-4	5	0.14	250	3219	147	45	7	32	69	95	144	

* 溶解性のもつについて.

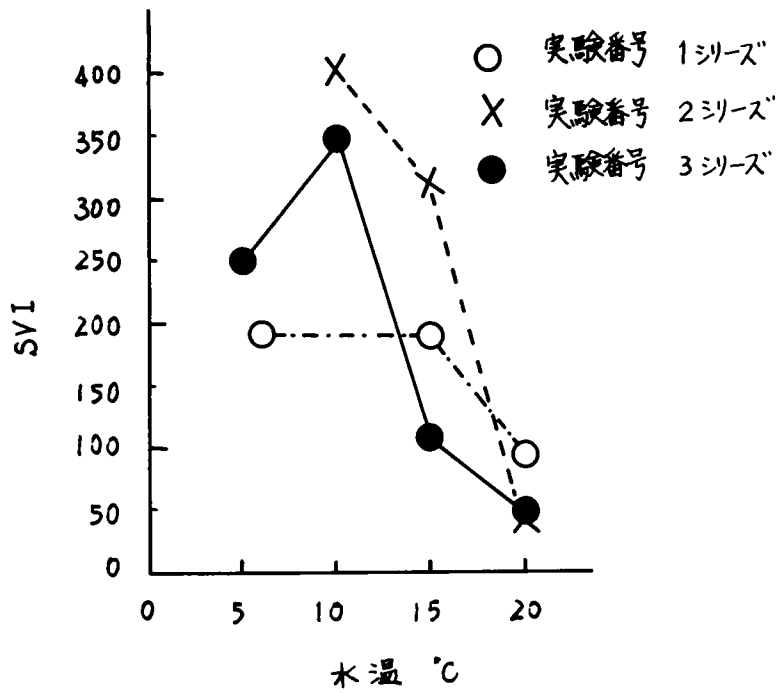


図-1.22 SVIと水温の関係

かる。ただ真駒内実験プラント（6室完全混合型ばう気槽使用）での成績はスキムミルクを人工下水として用いた他のプラントのものより低水温でのSVIの増加が小さい。これは実際の下水を用いたために下水濃度の時間変動があったためとも思われるが理由は明確ではない。

5-3 SVIの時間的変動

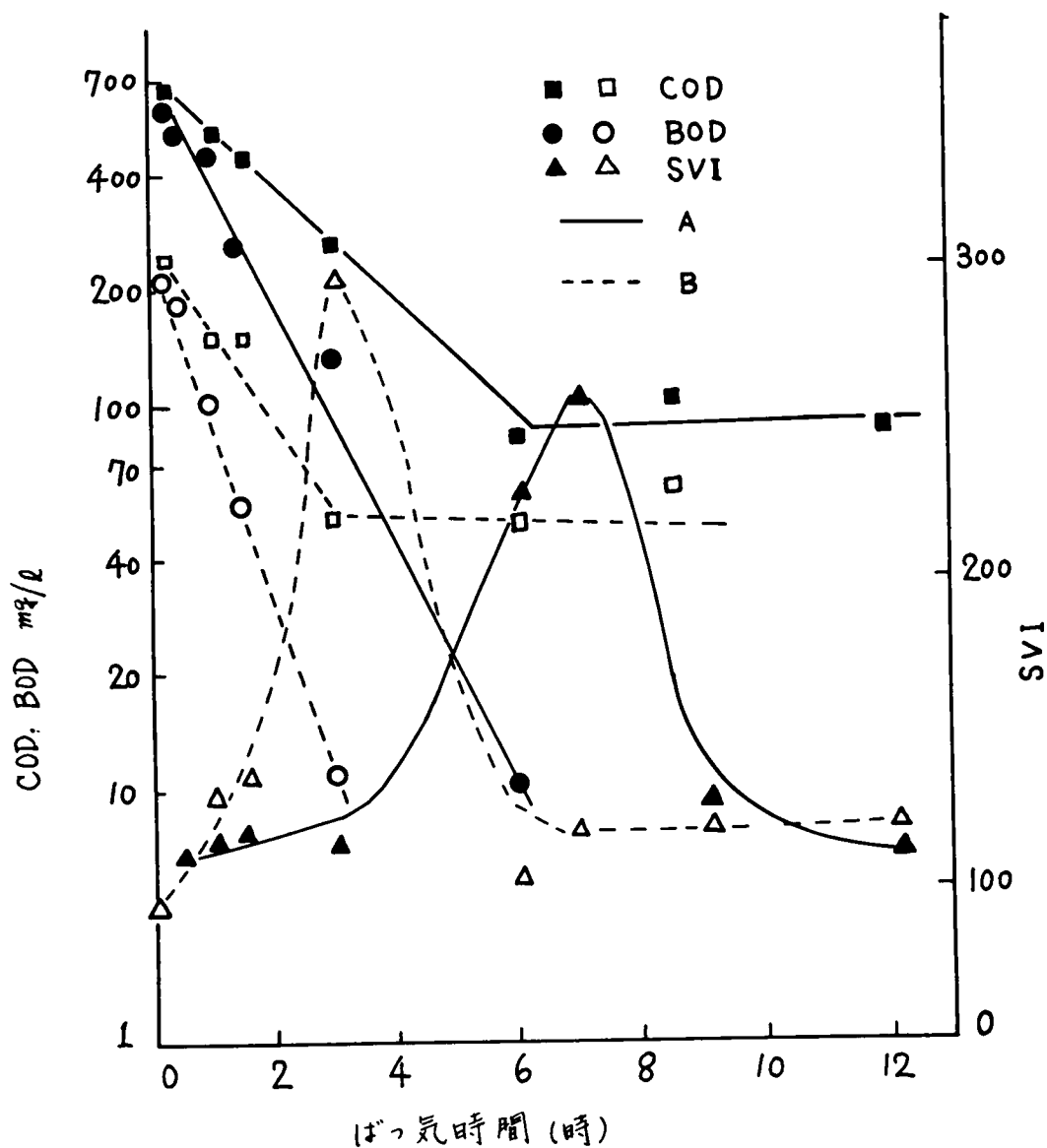
水温が低下したときにSVIが増加するのは単に水の粘性の増加による沈降速度の低下ではないことがこれらの一連の実験からも推察できた。また顕微鏡検査の結果でも、SVIが増大している実験期間には活性汚泥フロック内にかたより多量の糸状菌が繁殖していることが確認できた。こうした生物相の変化が活性汚泥粒子の密度や凝集性などの物理的性状を変化せしめたものと考えられる。

しからば何故に低水温時には糸状菌が多くなりSVIが増大するのであろうか。これについては微生物学的なより高度な研究を行わねば解明できないが、本論では以下に若干の実験結果の集積をもとにしてSVI増大の理由の推定を試み

てみよう。

BOD除去速度係数を求めた時と同様のバッチ実験を前項の実験番号3のシリーズから得られた活性汚泥を用いて行なってみた。水温は20℃、有機物負荷を2段にかえている。この実験では時間経過にともなうBODおよびCOD(G)の減少の様子と、各時間ごとのSVIの変化を同時に調べ、その結果を図-123に示した。図中の黒丸は内部を塗りつぶしたプロット(A群)は有機物負荷を $0.5 \text{ kg COD/kg MLSS} \cdot \text{日}$ で行なったもの、中ぬき点(B群)は同じく $0.25 \text{ kg COD/kg MLSS} \cdot \text{日}$ で行なったものである。負荷の大小による差をみるとBOD、CODの減少曲線の勾配は負荷の大きい場合に幾分ゆるやかとなり、除去速度係数の値が小さくなっていることが判る。

CODの除去速度はBODのそれよりもかなりおそい。初期のBOD濃度が異なるので負荷の高い方はBOD510ppmになるまでに6時間かかったが、負荷の低い方はその半分の3時間で10ppmに下がっている。またCODの除去の様子はBODに似ているが、それぞれ6時間および3時間経過後にはほとんど減少せず、高負荷の場合約90ppm、低負荷の場合は約50ppm



実験条件

水温: 20°C, 基質: スキムミルク + ペプトン,

有機物負荷

A; 0.50 kg COD/kg MLSS・日

B; 0.25 kg COD/kg MLSS・日

初期 MLSS

A; 2950 mg/L

B; 2540 mg/L

図-1.23 SVIと基質濃度変化

が浄化の限界となっている。この実験結果で注目すべきことは混合液中の溶解性COD（以下液中CODと略す）が限界値に達する頃、即ち溶解性基質の活性汚泥への吸収が終了したと見られる時期に、負荷の大小に拘らず活性汚泥のSVIが非常に高くなることである。一度高くなったSVIは下水中の基質がそれ以上吸収されなければ再び減少し、ばう気槽間の経過とともに次第にもとの値にもどってゆく。

$0.25 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ という低負荷の場合には約6時間で、また $0.5 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ の場合は約10時間でほぼ最初の値に戻った。こうした関係は他の室内実験でもいくつか得られた。

この結果からみく、高負荷時にはSVIが高くなる時期がおくれ、高くなったSVIがもとに戻り終らないいうらにばう気槽を通過してしまい、返送汚泥として再びばう気槽の入口へかえってゆくことになる。こうした繰返しが行われると、ばう気槽入口のSVIは次第に高くなり、ばう気槽全体としてのSVIの増大をきたすことが予想される。

以上の実験は特に低水温の影響が少なく、負荷の大小の比較であった。しかし低水温時には高負荷時と同じように下水

中の有機物除去（即ち活性汚泥内への取り込み）の速度がおおきくなり、同様の結果を起すものと思われる。

5-4 活性汚泥の質的变化

前項で行った実験で下水中から基質の取り込みが終了したと思われる時点に於て活性汚泥の V_L が増大するかについて調べるため、同様のバッチ実験を行っていたが活性汚泥の $MLSS$ の COD を測定してみた。その結果を図-124に示した。この実験では基質としてグルコースを用いている。混合液中の残存 COD は図中の白丸破線のように短時間に減少し、1.5時間以後はほとんど変化しなくなっている。これに対応して活性汚泥濃度 $MLSS$ はほじりになすかに増加するが、3分以後ほとんど重量の変化がない。これは活性汚泥に対する有機物負荷が低いため、減衰増殖期にあるにみられる。一方活性汚泥自体の COD を測定したところ、活性汚泥の $MLSS$ 単位重量当りの活性汚泥固形物の COD （以下 Solid- COD と略す）が図中の実線（黒丸）で示したように変化した。即ちほじりの1.5時間までは急激に Solid-

附註 (x) 活性汚泥混合液を遠心分離し、活性汚泥を取り出して蒸留水に2回洗浄し、蒸留水に汚泥が沈んだ状態でホモジナイザーで粉砕し、ほうろくろみ法で COD を測定した。

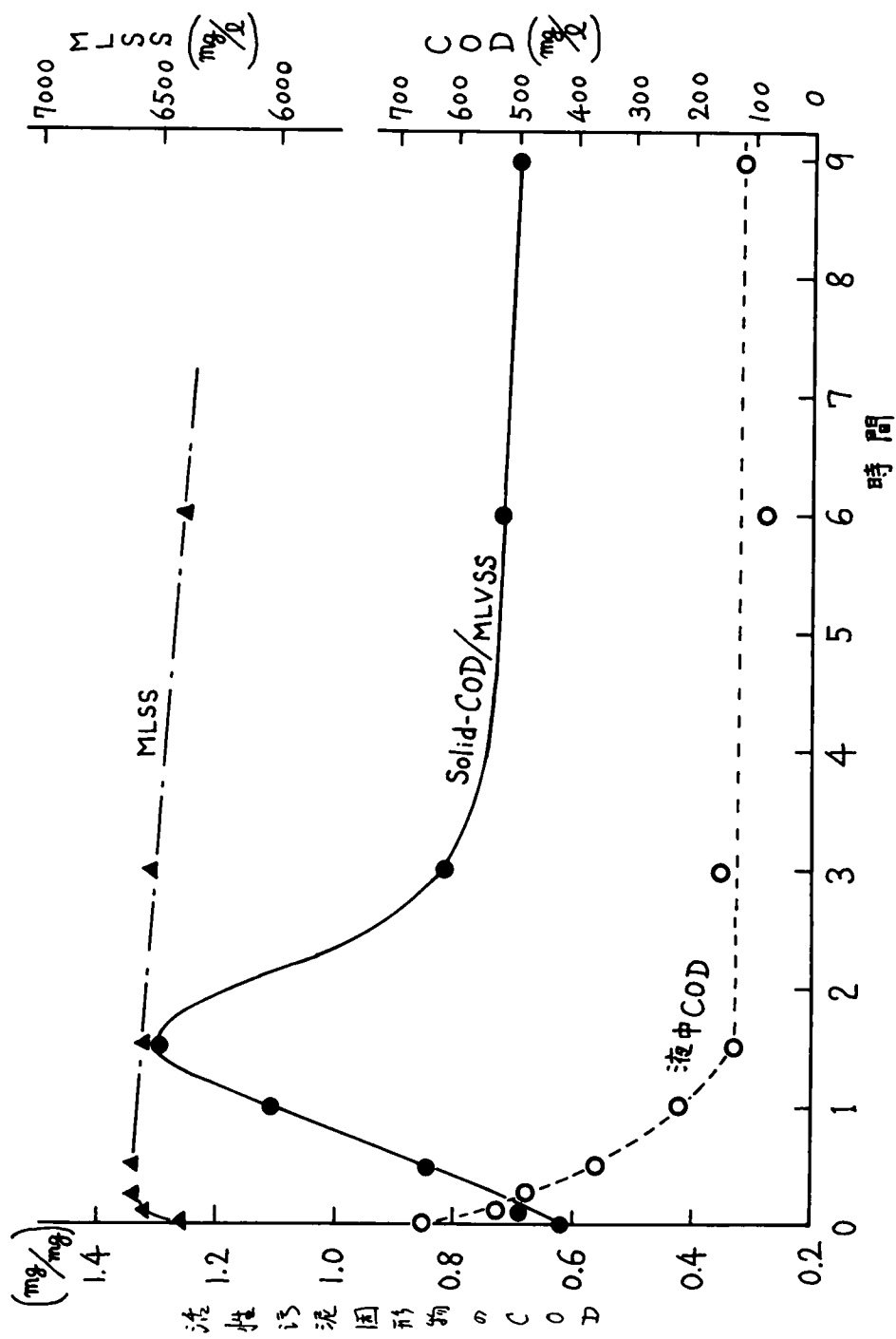


図-1.24 混合液中 COD 減少と活性汚泥の変化

CODが増加し、液中のCODがそれ以上取り込まれなくなるとSolid-CODは減少し、次第にもとの値に近づいてゆく。この形はさきに示したSVIの変化によく似ている。

このように一時的に活性汚泥のCOD濃度 (Solid-COD) が大となるのは、液中の基質を活性汚泥が吸収し、活性汚泥構成細菌内にこれを貯蔵するからである。この現象の詳細は検討は加藤⁽⁵⁷⁾によっておこなわれており、MLVSS中のCODとしてあらわされるもので増加するのはグリコーゲン⁽⁵⁸⁾や糖を基質とした貯蔵物質と考えられている。外部（即ち液中）に基質がなくなると細菌はこれを代謝し、増殖してゆく。この貯蔵物質の増加量には基質の組成（特にC/N比）や負荷の大きさ（F/M比）が影響するといわれているが、基質の除去速度の大きさも当然この一時的なCOD増加量に影響する。温度も同様の作用を示し、ほぼ同等なF/M比（ $0.3 \text{ kg COD/kg MLSS/d}$ ）における水温20℃および10℃でのSolid-CODの時間変化は図-125のようにだった。この図に示した結果は14室完全混合型バッチ槽を使った処理実験の際の各槽内の活性汚泥をとり、Solid-CODを測定し、それを理論的停留時間に対応さ

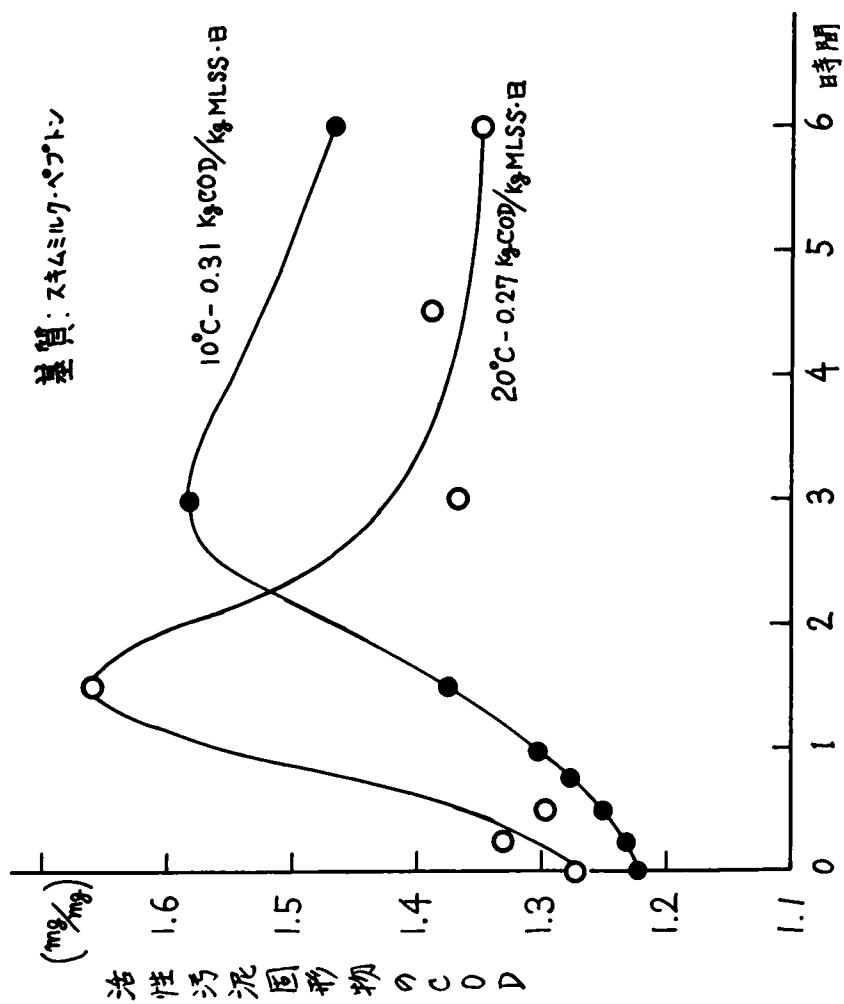


図-1.25 14室1号気槽内活性汚泥のCOD (cr)

せてプロットしたものである。この実験ではスキムミルクと
 ビナトンを等量混合した上下水を使用し得られたもので
 ある。20℃の場合は流入後1.5時間頃にピークを示し、その
 高さが大であるのに対し、10℃の場合は負荷が幾分大である
 にもかかわらずピークの高さは低く、かつまたその出現時間
 がおくれてきている。しかも低水温の場合はばう気槽の出口
 においてもほぼsolid-CODが流入端におけるよりもかなり
 大となっており、活性汚泥細菌内に貯蔵物質が未だ相当残存
 していることが判る。このよりは貯蔵物質を内蔵したままの
 活性汚泥を再び新しい基質液に混合したラジのようになるか
 を実験したものが図-1-26である。10℃において $0.25 \text{ kg COD/kg MLSS・日}$
 の負荷を与え、6時間のばう気時間の後に活性汚泥を沈降分
 離し、その活性汚泥に再び同じ負荷を加えたものである。こ
 の結果を見ると、まず第1回目の負荷ではsolid-CODは
 0.74 mg/mg MLVSS から 1.5 mg/mg MLVSS 近くまで増加して、6時
 間のばう気後には 1.12 mg/mg MLVSS まで減少した。第2回目
 の負荷ではこの貯蔵物質の上へ取り込みが行はわれたために、
 最高値は 1.4 mg/mg MLVSS までしか増加しなかった。この時の混

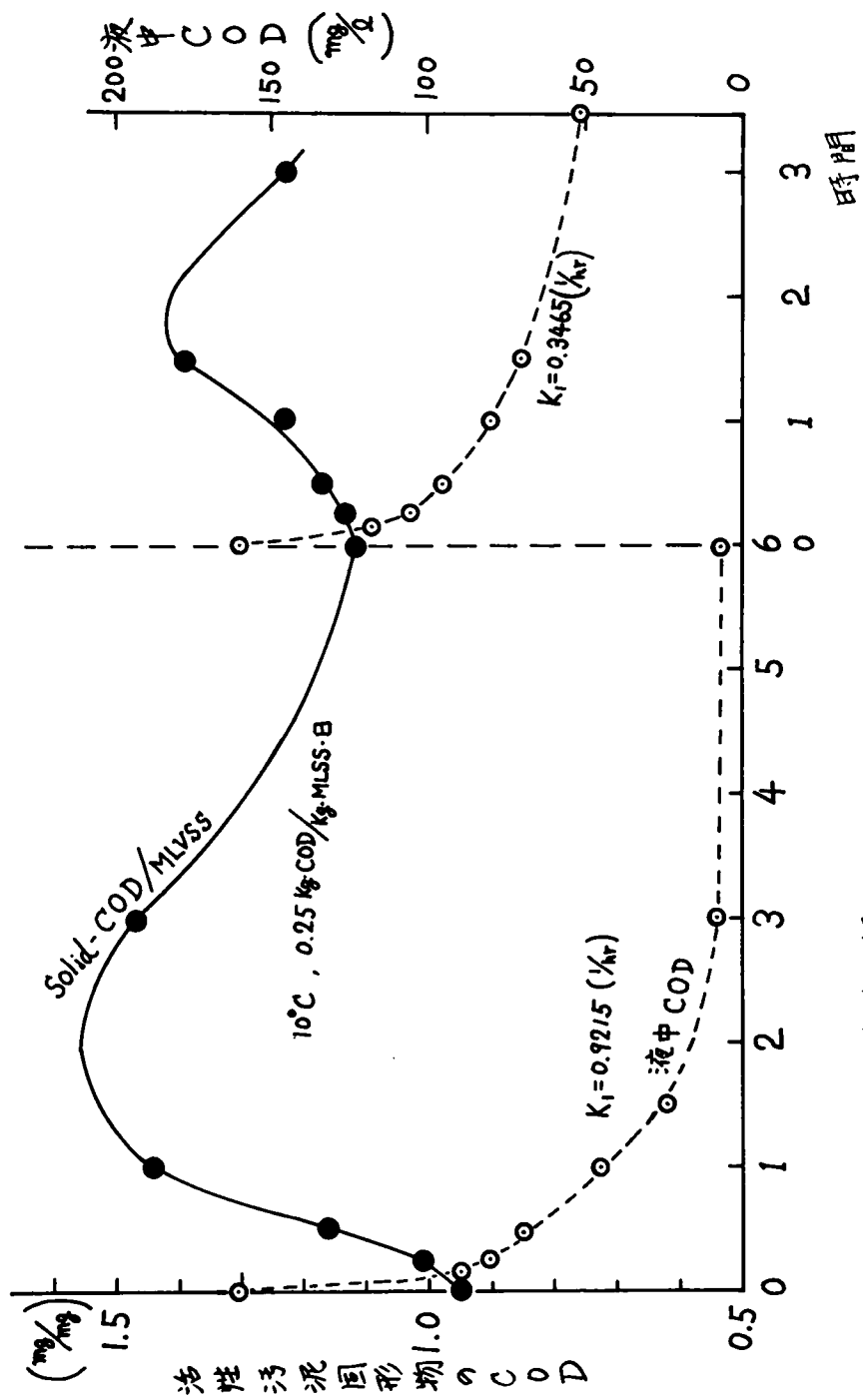


図-1-26 負荷の繰返しと活性汚泥のCOD (cr)

合液中のCOD濃度の減少の様子も調べたが、COD除去速度係数で表わすと、第1回1.151(1/時)、第2回0.623(1/時)となり、第2回目、混合液中CODの減少速度が第1回目よりおそくなっている。

以上より、実験結果から推定できることは、以下のようである。即ち、低水温時には活性汚泥への基質の取り込み速度(即ちBODやCODの除去速度)がおそくなり、活性汚泥内での貯蔵物質の増加の時期がばつ気槽内滞留時間よりばつ気槽内滞留時間よりおそくなり、低水温のため活性汚泥内での貯蔵物質の代謝速度もおそくなり、完全に代謝を終了しないうちに活性汚泥が返送され、再び基質の取り込みが始まる。この時は取り込み速度はさらに低下し、結果としては液中の基質が残留し、流出し、活性汚泥は長時間基質濃度の高い状態にさらされる。活性汚泥にとつてはこのような状態を繰り返すとなり、次第に基質の取り込み速度が劣え、浄化効率が低下してくる。一方、基質濃度の高い条件が継続すると、ばつ気槽内溶存酸素の低下も起り易くなり、糸状菌の繁殖し易い環境となる。こうした状態が続くと、活性汚泥細菌群は代謝

分泌物とある粘質物質の生成は少なくなり 分散状態の最終沈澱池に入り、凝集力不足のため沈降速度が低下する。また糸状菌が増加し、綿状のフロッフを形成して一層沈降速度と圧密性の悪化をひき起す。これが結果としてSVIの増大として測定されたと考えられる。

第6節 結語

活性汚泥法による下水の浄化過程を最初沈澱池での浮遊物質の除去と、バクテリア槽を中心として行われる生物化学的作用による溶解性有機物質の除去とに分けて基礎的な考察を行なうことに。特に寒冷の影響を大きく受けるのは後者であり、単に溶解性有機物質の除去速度がおそくなるだけでなく、そのために活性汚泥の性状にもぐ変化があらわれてくることが判った。これらの基礎的な事実を寒地下水処理場の計画、設計あるいは運転にいかに関与させるかについては第3章で述べるが、今までに得られた知見のみで全ての問題が解決できたとは思われない。例えば低水温時におこりがちである糸状菌によるバルキング現象についても、第5節の後半に記した推測が真に妥当なものであるかを検証するためには、混合液中での環境と活性汚泥との関係を明らかにする生態学的研究を進展せしめねば立証できない。また、活性汚泥自体の解体や代謝生産物の溶出による放流水の悪化の度合いについても研究は不足である。さらにまた、活性汚泥は付着、吸着した有機性浮遊物の分解については現在なお研究は進行中である。

またさらに、細菌細胞内での代謝反応に影響する諸因子の追求は未だほとんど行われていない。第3章の第4節に検討する予定の活性汚泥の生成量に影響する諸因子の研究を今後に残された問題であろう。

第2章 下水の温度管理に関する研究

第1節 概説

第1章で寒冷地の下水処理場では低温の影響がいくつかの浄化機能に障害を与えることを基礎的に調べてきた。これより本章では処理すべき下水の温度、特に冬季の下水の温度に注目し、水温の低下が浄化効率に影響するならばそれを防止するためにどのような点に留意すべきかを問題としてとりあげてゆく。

寒冷地における下水は、往時には外気温の影響を受けて常に低温になっており、生物学的処理は不可能ではないか心配されていた。事実、既往の調査⁽⁵¹⁾⁽⁶²⁾によると11月、あるいは12月から翌年4月頃まで下水の温度が 7°C 以下となり、厳寒時には 1°C 以下となることも多く、活性汚泥法によるとしても、あるいは又散水沈降によるとしても水温が低過ぎる浄化作用がほとんど進まないであろうと思われていた。これに対して昭和33年より札幌市を中心として調査した結果は、冬季間、特に積雪の多い期間、下水温度はもっと高く 7°C 以下とな

ることは少なく、おおむね15℃以上の水温を維持していることが判明し、往時の調査とかほりの差異があることが認められた。この結果は、当時、水道協公下水工務常設調査委員会の中に設けられた寒冷地下水処理方式調査専門委員会に報告し、寒冷地においても標準活性汚泥法の利用の可能性ありとの結論⁽⁶³⁾を得るにいたった。その後、北海道内においていくつかの下水処理場が建設され、現在も下水道整備事業は道内各地で進められている。それらの都市の下水を調査しても、昭和33年から34年にかけて（札幌市における調査結果と大差なく、当時の結論に誤りのないことが立証された。

本章ではまずはじめに、昭和33年当時から行はつゝきた種々の調査のうち、上水道の給水水温が下水の温度にどのように影響するか、また家庭とくに直接の下水の温度がどのようになつていのかを調べる結果を示し、その結果から下水の排出始端でどのような水温になるのか、またそれが季節、あるいは1日のうちにどのような変動をするかを考察し、つぎに下水管内を下水が流下していく間に下水が失う熱量および受取る熱量を理論的に検討し、實際の下水管路で測定した結果

をもとに下水管内の熱の収支を考察してやる。こうした考察から冬季間に下水の温度を低下させないためにどのような対策が考えられるかを検討し、特に問題となる融雪水の取扱いについての提案を示す。最後に下水処理場内で、各処理装置で下水はどれだけ熱を失うか、またそれを防ぐ方法としてどのようなことが考えられるかを検討し、こうした方法が果して経済的に実行可能か、またそのようなして下水から失われる熱を回復する努力がどの程度、意味をもちかについて言及してみたい。

第2節 排出下水の温度に影響する諸因子

都市の住宅、あるいは事務所、百貨店、ホテル、学校、病院などの建物から排出される下水の量に関する研究は建築設備関係者によってかなり行われている。しかし排出される下水の温度に関しては研究がほとんど行われていない。その理由を採ると、(1)下水が流れさえすればその水質や水温については排出する側で問題が起ることはない。従って設備工事に当っては流量のみが問題となる。(2)下水管を埋設する場合に、地表からの荷重や土圧に耐えるようにある程度以上深く管を埋設せねばならない工事基準があり、これが下水の凍結を防いでいる。従って下水の温度に注意しなくても問題にはならなかった。(3)下水道関係者には最終的には下水処理場、流入する下水の温度のみに関心があり、途中の排出口付近や下水枝管においての水温にまで注意がおよばなかった。(4)諸外国の下水道あるいは私設下水道に関する研究報告にも水温に関するものがあまり見当たらない。諸外国においても同じように考えているためかも知れないが、そうならぬが国々、研究者も特に関心をもたなかった。

以上の理由が考えられるが、その他にも従来下水道を設けている都市が温暖な地方に集中しており、寒冷地では下水道そのものがあまり普及していなかったということも、今まで問題としてとりあげられなかった原因であろう。

ところで下水処理、特に生物化学的な方法を用いて処理する場合には下水の温度が問題になることは第1章で述べた通りであり、その下水の温度は下水処理場、入ってからのものである。従って上述の通り下水が排出された直後にどのような温度であったにしても、処理場に入る所で生物化学的な処理法に適した温度であればよいが、そのためには途中での下水の熱収支が問題となる。これを調べるためには、やはり排出直後の下水がどのような水温であるかを知る必要が出てくる。そこで本節では排出直後の下水の温度を支配するいくつかの因子について検討してやることにした。

2-1 水道水の温度

都市下水の大部分は上水道によって給水される水道水がその起源となる。地下水を利用する家庭せどルが多い区域では

地下水についても考慮する必要があるが、地下水は一般に年間を通じて温度の変動が小さく、いまここを問題とする必要はあまりないと思われる。従つてまず最初に供給される上水道水の温度について調べてみよう。

寒冷地における上水道の水温は水源として表流水や野水地表層水を用いている場合に季節変動が大きい。特に冬季間、水温低下は著しく、表-2.1にみられる通り0に近い水温になることが珍らしくない。伏流水を利用しているところでも集水管の深さが浅い所では表流水の場合と大差ない。これに反し、地下水を利用している場合には最低水温が0℃以下になることは珍らしい。このような原水が浄水場を通過して配水される過程で水温が高くなる条件はほとんどない。従つて給水管の末端や給水栓から流出する水道水の温度も原水の温度に近いものとなる。給水管内や給水栓から放出される水の温度については林⁽⁴⁾の研究がある。それによると札幌市、厳寒期である2月の給水栓放出水は7時~22時の間、1.3~1.5℃、1月30日から3月20日まで、間の朝1時の水温が1.2~2.3℃となつてゐる。また給水管内と配水管内の水温をくらべると、

表-2.1 寒冷地上水道水源の温度比較

(48年度水道統計による)

北海道					東北・北陸				
都市名	水源の種類	水温℃			都市名	水源の種類	水温℃		
		最高	最低	平均			最高	最低	平均
函館市(中野)	表流水	18.2	2.5	8.10	青森市(横内)	表流水	16.0	2.5	7.60
小樽市(天神)	"	18.0	1.0	7.30	盛岡市	"	19.0	1.0	18.50
"(朝里)	"	18.0	2.5	7.30	秋田市	"	28.2	0.2	12.60
旭川市	"	22.8	0	10.30	大沢市	"	25.0	0	16.60
釧路市	"	22.0	0	9.30	郡山市	"	27.0	1.0	11.60
札幌市(小川)	"	21.0	1.5	7.80	富山市	"	15.0	3.3	8.40
"(日川)	"	24.0	3.2	1.50	長野市	"	21.5	3.5	12.50
苫小牧市(高止)	"	13.2	4.4	8.40	新潟市	"	31.0	0	13.50
函館市	ダム(中野)	20.2	1.0	4.10	金沢市	ダム	17.1	4.3	11.60
桂沢水道企業団	ダム	22.7	1.5	8.66	長野市(住持地)	湖水	22.5	3.5	11.30
夕張市(旭町)	"	14.2	0.7	5.90	加茂市(宮崎上)	ダム	27.0	1.0	11.60
滝川市(富井)	"	24.5	1.2	9.30	柏崎市	"	23.2	2.6	11.70
美瑛市(浮合)	"	24.5	1.4	19.20	会津若松市	湖水	15.0	1.4	8.20
増毛町	伏流水	11.0	7.0	9.00	滝川市	伏流水	15.0	9.0	12.00
余市町	"	20.0	0.5	7.40	糸魚川市	"	14.0	12.0	13.00
滝川市	"	16.3	4.8	10.40	川口市(鎌田山)	"	26.0	2.5	13.10
日高町	"	19.2	1.8	6.50	酒田市	"	17.0	14.5	15.80
根室市	"	17.0	1.1	10.10	鶴岡市	"	22.0	7.0	13.70
足寄町	"	10.0	7.0	8.00	角館町	"	12.0	8.3	9.40
茅渚町	"	12.0	3.0	7.50	栗山町	"	18.0	5.0	10.00
恵庭市	"	19.7	0	9.10	十和田町	"	15.0	7.0	11.00
札幌市(下野幌)	深井戸	14.0	12.8	13.50	金沢市(土雲)	深井戸	17.8	14.0	15.80
網走市	湧水	7.5	6.5	7.00	諏訪市	"	14.0	14.0	14.00
倶知安町	"	6.0	6.0	6.00	富岡市	浅井戸	16.0	8.0	12.30
斜里町	"	7.0	7.0	7.00	長川市(大島)	深井戸	13.1	12.4	13.30
富良野市	浅井戸	9.5	6.7	7.50	天童市(成生)	浅井戸	14.0	3.0	11.60
長万部町	深井戸	11.5	10.0	11.00	田代町	湧水	12.0	7.0	10.00
大島町	"	16.0	16.0	16.00	一宮市	深井戸	18.0	8.5	12.40

()は浄水場名

前者の方が 0.43°C 高くなっている。これは給水栓が設置してある台所室内の気温の影響をうけて若干水温が高くなっているためだろう。

北海道内では比較的降雪が少なく、太平洋に面している気温があまり下らない室蘭市においては札幌市よりはやせ冬降がりで、冬季間の水道水は 3°C 以下とほることにはない。在外の共用水栓を調べた月平均の水温を図-2-1に示す。

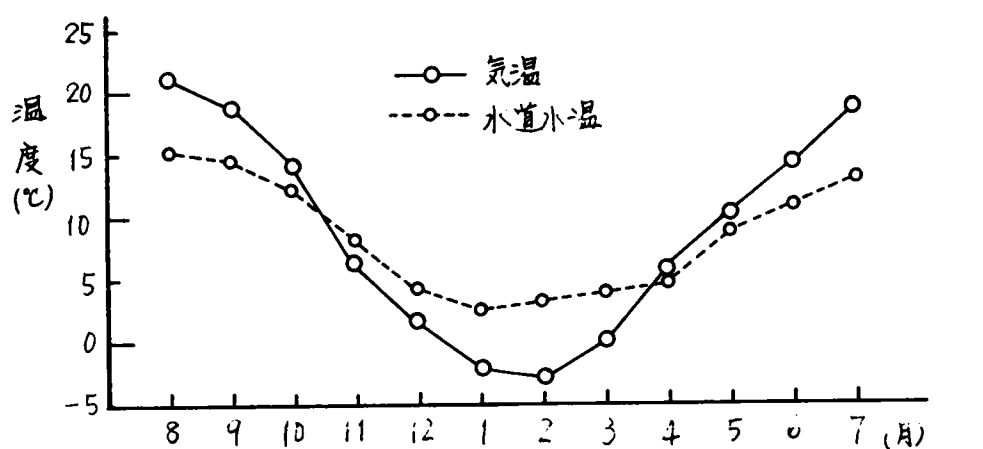


図-2-1 室蘭市における月平均気温と水道水温度、(昭32~33) (63)

これらの調査はかほり以前のものがあつた。近時の一般個人住宅やビル等、建物内の給水栓から流出する水道水は数分程度を異にしている。寒地向住宅の建築、建築用断熱材の普及暖房の完備などにより、給水栓設置の台所の気温は居室に近

いものとなり、時には水洗便所室内を暖房することもある。
 こうした住宅内の給水管や、暖房のゆきとどいた事務所、店舗、病院などの大規模な建物の内部の給水配管は、室内の気温の影響をうけてかなり加温され、給水管内の水道水も温度の上昇を示し、配水管内の水温との差（前述の林の測定例では平均 0.43°C ）が大きくなり、放水開始直後には気温に近い 15°C 以上を示すことがある。ただし少量ずつ水道水を使う場合にはこのような屋内気温の影響を受けるが、連続して放水する場合には配水管内の水がそのまま流出しだすので配水管内と同じ低温となる。

一般の住宅における使用水量の用途別内訳は、個々の家庭の家族構成、生活習慣、季節などによって相違するが、東京都の調査等によると、平均値として表-2.2のような割合になっている。

表-2.2 水道水用途別使用割合(%)

	洗濯・掃除	水洗便所	風呂	湯沸器	台所	洗面	合計
東京都野市 ⁽⁶⁵⁾	42	12	19	12	9	6	215%/日
東京都大島町 ⁽⁶⁶⁾	29.5	9.2	37.3	—	22.2	1.8	217%/日
建築設備バザール ⁽⁶⁷⁾	21.8	21.7	31.3	—	12.5	12.5	160%/日
平均	31.1	14.4	29.2	4	14.6	6.8	
	45.5		33.2		21.4		

これらの使用内訳のうちで 連続してやや多量の水を使うのは洗濯、水洗便所、風呂であろう。ただし風呂では温水となつて排出されるのでこれは湯沸器と同類とし、少量づつ使用される台所と洗面用を同じ部類に入れて3分類とすると、洗濯用と水洗便所用で約45.5%、風呂および湯沸器用で33.2%、台所と洗面用で21.4%という割合になる。

2-2 家庭下水の温度

前項で調べた水道水の温度とその使用内訳から、家庭下水として排出される下水の1日平均の水温を予測することができるとする。

まず多量に連続して使われる洗濯や掃除用、水とフラッシュバルブを用いている水洗便所洗浄水は配水管内、水温と同じと考えられるので、1例として札幌市に近いものと考えたと厳寒期は1℃と仮定できる。つぎに風呂および湯沸器で使われた水はかなり高い温度で排水されるであろう。使用時の温度は風呂では42℃程度、温水器では60~80℃が普通である。しかしいずれも使用後の排出である点を考慮して、約

30℃で排水されると仮定する。残りの台所と洗面所で使われたものは、管内での加温と使用時の加温の影響を考え、約10℃に上昇していると考え、こうした温度で下水管へ排出されるとすれば、家庭からの排出水（汚水管の汚水）の合計されたものは平均12.5℃となる。もし、フラッシュバルブを使わずに洗浄水タンクを使用している便所では室内気温の影響で便所用水を5℃と仮定する方が妥当であろう。このときは2.5℃程度高くなる。外気温が高く、給水される水温が高ければ幾分下水の温度は上がるが、最も影響の大きいのは風呂や湯沸器を通った排水で、この温度および使用水量が全体、下水温度とほぼ決定してしまう。

実際に住宅から排出される下水の温度がどのようになっているかを知るため、札幌市南区真駒内住宅団地内の住居を対象として実測を行った。約15戸の住宅からの下水を集めた汚水管の人孔内に温度記録計を取りつけ、1週間の測定を行った結果が図-2.2である。この住宅群には風呂をもたない。人孔で測定したために排出直後とはいえないが、下水の温度はこの厳寒期に4.5～7.5℃の間で変動し、外気温の影響

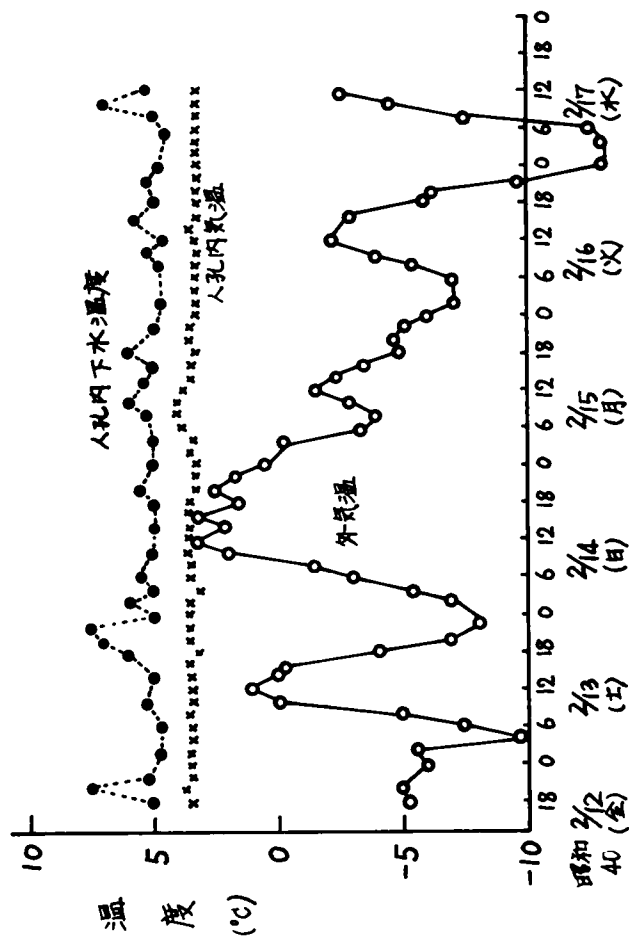


図-2.2 住宅より排出直後の下水温度と気温

はほとんどうけていない。人孔内の気温はほとんど一定で、下水の温度の影響を若干うけていた。

翌年の冬に同国地管理事務所に依頼して、さらに詳細な測定を行なったものが図-2.3 ~ 2.4 である。この場合は住宅（ブロック平屋建、4戸続き住宅の外端）の床下の気温および水洗便器のトラップ内の水温も測定した。便器内の水は平均3℃前後に加熱されている。日中に室内を暖房している時には高く、深夜から早朝にかけて水温が下がっていることからみて前述の仮定値はやや高すぎたように見えるが、この地区の使用水量からみて、風呂での使用量を差引き、前記の仮定温度と平均的水温とを求めると約6℃となる。実測値は5.5℃ ~ 8.5℃、平均6.3℃となっており、こうした推定法で大きな誤りはなさそうである。

外気温が高くなった3月2日の測定値で床下気温も高くなり、便器トラップ内の水温も10℃前後となっている。正午前後にトラップ内が高い温度を示したのは理由がはっきりしないが、掃除後の温水を流したためではなかろうか。

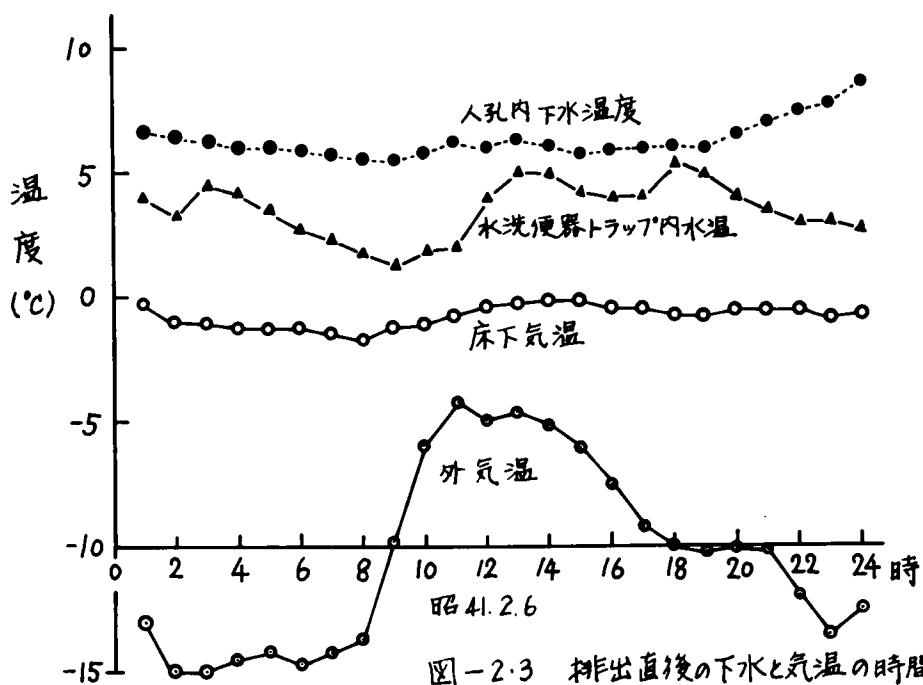


図-2.3 排出直後の下水と気温の時間変化(一)

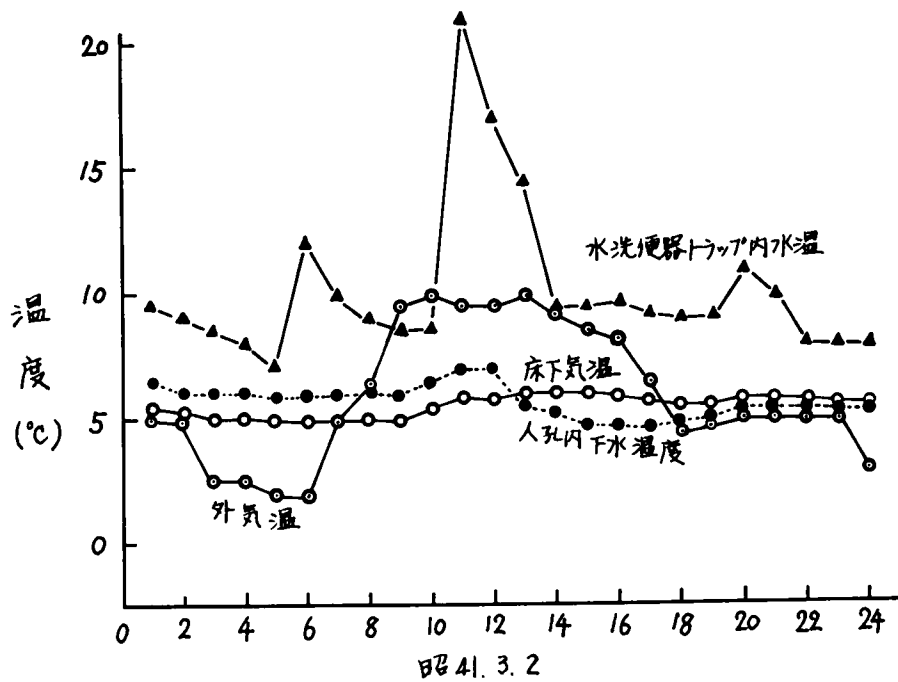


図-2.4 排出直後の下水と気温の時間変化(二)

2-3 下水温度の変化範囲と周期

各家庭から排出される下水の温度は前項で推定したように、給水水温とその家庭内での使用状況とによって変ってくる。使用水量の変動と共に使用目的も異なるため、排出される下水の温度も各戸ごとに異なることとなる。しかし多数の住宅からの下水が集合した下水管内ではおのずから各戸の使用状況も平均化され、水温の変動も少なくなっていく。前述の図-2.2 から図-2.4 に示した比較的少数の住宅からの下水でも1日の間の変動は3℃程度にすぎなかった。また1日のうちの水温水変動は図-2.2 でわざわざ示されているように、夜間の水使用量の増加する時間帯に高くなることが多く、朝の水使用の多い時間における水温上昇はまれにしか起らないようである。これは夜間は食事準備とその後片づけ、入浴などにより水温上昇をたずりぬるのに対し、朝は室温が低下していることや、食事準備の簡略なこと、便所使用頻度の高いことからくる配水管内水の即時放水などが作用しているものと考えられる。

排出源に近い前記の測定地点では以上のような水温水変化の

幅をもっていたが、下水処理場へ到着した下水では各排出源での時間変動がさらに重なり、打消しあって一層変化の少ないものとなる。

前項での測定を行なった真駒内地区の終末処理場に流入する下水の温度は図-2.5(a)に示すように1日の時間変動が非常に小さくなっている。この図には冬季以外の測定値も記入した。分流式の比較的小規模の排水区域(当時の対象人口は2万人、1日平均流入量約 $3500\text{ m}^3/\text{日}$ 、排水区域 184.6 ha)からの下水であるが、水温の変動は年間を通じてほとんど同じパターンを示しており、夜間22時前後にピークが見られる。冬季間はこのピークがややくずれ、水温の高温になる時間が18時から24時にひろがる傾向を示している。水温の変動は12月には $8.8^{\circ}\text{C} \sim 10.8^{\circ}\text{C}$ の間、2月には $7.5^{\circ}\text{C} \sim 10.2^{\circ}\text{C}$ の間にあり、変動幅はやはり 3°C 程度である。

同様に比較的排水面積が小さく分流式の住宅団地下水を処理している江別市大麻下水処理場における流入下水の水温変化を調べたものが図-2.5(b)の黒丸及び白丸である。真駒内処理場の場合と比較するため、12月および2月の測定結果を

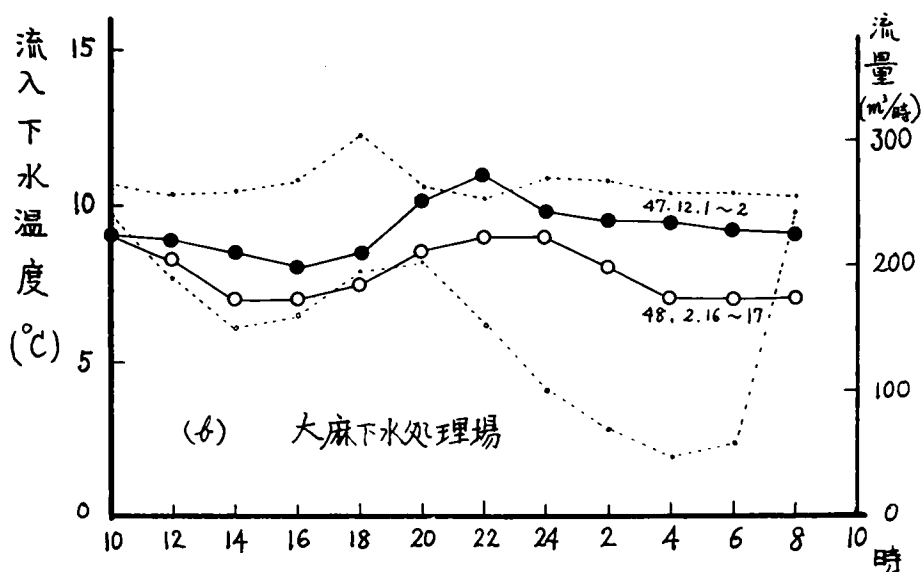
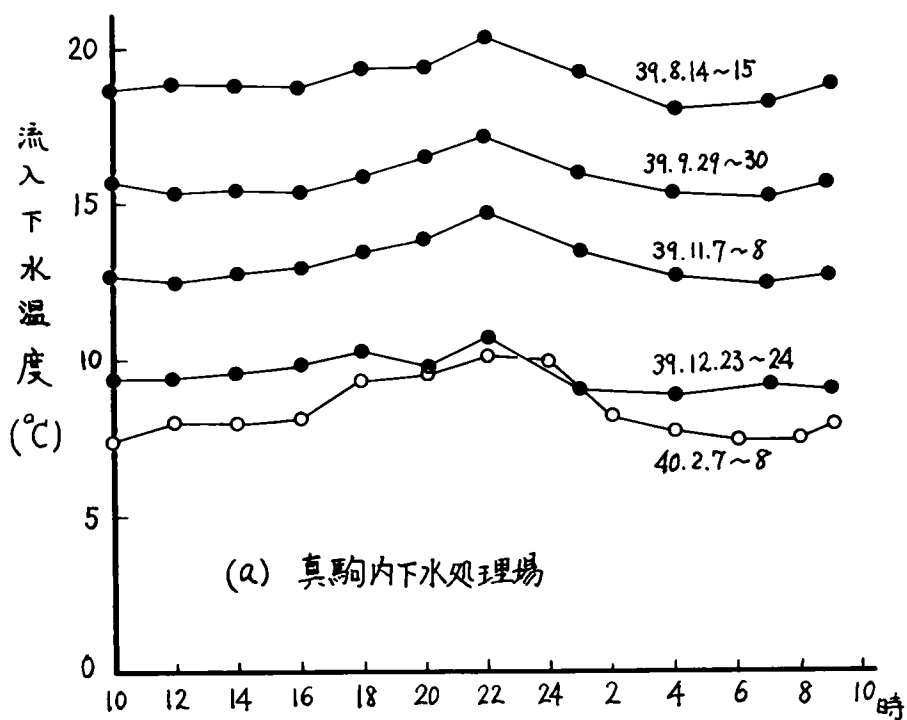


図-2.5 小規模下水処理場流入下水水温24時間変化

示した。水温のピークがあらわれる時間が22時前後であり、しかも2月にこの山がほどらかになっている点も非常によく似ている。両者とも札幌周辺の住宅団地として造成され、規模や札幌市中心部からの距離も等しく、居住者の生活パターンが相似しているため、下水排出の状態も相似のものとなったと思われる。ただ幾分異なる点は大麻処理場の場合、朝の10時前後にも水温がやや高くなっている点で、気温の低くなった2月にその傾向が顕著である。これは同排水区での水使用量、即ち排出下水量の時間変化(図中に点線で示した)が大きく影響しており、朝の使用水量の多い場合に水温が高くなり、水量が減少してくると水温も低下してくる。しかも水温の変化が流量の変化よりややおくれて起っている。水量と水温の関係については第3節において考察する。

排出下水の水温変化はこのように1日24時間を周期として変動しており、変化の様相は排水区域、あるいは居住者群の水使用状況と密接な関係がある。また、水温変化の範囲は比較的狭い区域についてみるとやや大きくなるが、或程度の面積をもつ排水区についてみると前記の2例に見られるように

それ程大きくはならず、 3°C 程度におさえられている。ただしこれらの水温変化は特殊な条件が生じない場合であり、例えば冬季間に降雨や急激な融雪があれば水温変化もその影響を受けて全く異った様相を呈する。これについては後述の第4節において詳しく検討する。

なお、以上で検討した事例は給水水温のあまり高くはない、どちらかといえば下水にとって条件の悪い場合であった。もし地下水が比較的保温された状態で給水されている所ではもっと高い水温のまま排出されており、下水処理場での処理作業には好都合となる。

第3節 下水管内における熱損失

3-1 埋設管内からの熱損失

管路内を流下する間に次第に下水の温度が低下してゆけば、それだけ浄化効率が低下してゆく。下水の排出直後の温度がそれほど高くないような所で、さらにこれが低温になれば下水管の内部での凍結の危険も考えねばならない。逆に下水管の周囲が下水よりも高い温度の場合には、下水は加温されることになり、好ましい結果となる。地中に埋設されている下水管の中で下水がどのような熱の出入を行なっているかをまず基礎的に考察してみたい。

液体が充滿して流れているパイプからの熱の周囲への伝達に関しては既に理論的に解析されており、特に最近では地域暖房用の高温水管からの熱損失の計算のため、土中に埋設された保温管からの熱移動についての研究報告もいくつも見られるようになった。⁽⁶⁹⁾⁽⁷⁰⁾

地中に埋められた温水の流れている管からの熱損失を求める計算式としては、PetriやKrischenの研究をWeber⁽⁶⁰⁾がとりま

とめている。それによると、土中埋込みの配管からの熱損失
 q (配管 1 m 当りの熱損失 Kcal/mHr) は次式であらわされる。

$$q = \frac{\theta_i - \theta_E}{R} = \frac{\Delta t}{R} \quad (2-1)$$

$$R = \frac{1}{2\pi\lambda_E} \ln \left\{ \frac{h}{r_a} + \frac{\lambda_0}{\alpha_0 r} + \sqrt{\left(\frac{h}{r_a} + \frac{\lambda_0}{\alpha_0 r} \right)^2 - 1} \right\} \quad (2-2)$$

ここで θ_i : 管内の表面温度 $^{\circ}\text{C}$

θ_E : 地中温度 $^{\circ}\text{C}$

R : 熱抵抗

Δt : $t_i - \theta_E = (\text{温水の温度}) - (\text{地中温度})$ [厳密には正しくない]

λ_E : 土の熱伝導率 $\text{Kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$

λ_0 : 地表面の熱伝導率

h : 配管の埋込深さ (管中心までの深さ) m

r_a : 管の外径 m

r : 管中心よりの距離 m

α_0 : 地表面の熱伝達率 $\text{Kcal/m}^2\text{hr} \cdot \text{deg}$

もし $h/r_a \gg 1$ のときは熱抵抗 R は近似的に

$$R \doteq \frac{1}{2\pi\lambda_E} \ln \left(\frac{2h}{r_a} \right) \quad (2-3)$$

となる。彼の理論に従えば無限大の大地で熱貫流率 U ($\text{Kcal/m}^2 \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$) = 1 ならば、地表面温度 θ_0 は次のようになる。

$$\theta_0 = t_a + \frac{K}{\alpha_0} \Delta t', \quad \Delta t' = \theta_E - t_a \quad (2-4)$$

ここで、 t_a ：外気の温度

しかし、下水管の場合、材質が鉄筋コンクリート管であること、管内を下水が流下するとき上部にかたまり多くの空間があること、埋設深さが大きいので地下水位以下となることも多いことなどのため、従来から本格的な研究はあまりなされてはいない。わずかにソ連邦のアンリヤーシケエブ²⁾による計算結果がみられるだけである。彼は水に浸された部分の管壁内面の平均温度を求め、その値を用いて土への熱の移動量を計算している。ただ原文献を手で見たことがないので理論式の誘導過程が不明である。

コンクリート製の普通の下水管を通しての下水と周囲の土との熱伝導はつぎのような過程で起る。

(1) コンクリート管と土とは密着しており、両者の間には対流

をともしなければならない固体間の熱伝導が行われている。

(2) コンクリート管の内面と管内の空気との間の熱伝達係数は、

管内の空気がほとんど静止の状態にあり 外部との流通

も無視しうるので 自然対流をともなう熱伝達が行われている。

(3) コンクリート管内壁と下水との間には下水の強制対流をともなう熱伝達が行われている。

(4) 下水と管内空気との間には(3)と同様に強制対流をともなう熱伝達が行われている。

(5) コンクリート管内では下水に接している部分と空気に接している部分とは温度差を生じ、四周方向への熱移動がある。

(6) 下水の蒸発による熱損失および輻射による熱損失

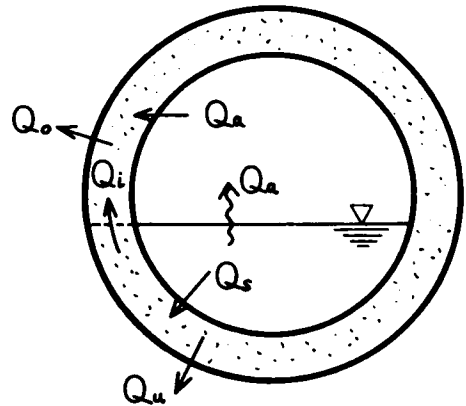
これらうちで最後のものはほとんど無視しうるであろう。なぜならば、下水管内の空気は常に飽和に近い水蒸気を有し、下水の蒸発を極度におさえているし、輻射によるものも円形管内の閉じた系で考えれば(2)~(5)の熱移動量の中に含めてしまってもさしつかえはないと思われるからである。

下水からコンクリート管を通して周囲の土へ熱が流れるとして、定常状態における熱移動量 Q_2 を考えてみよう。

$$Q_E = Q_u + Q_o \quad (2-5)$$

$$Q_o = Q_i + Q_a \quad (2-6)$$

ここで Q_u は下水に接している部分のコンクリート管壁から土への熱移動量、 Q_o は下水より上の部分のコンクリート管壁から土への熱移動量で、これは式(2-2)のように空気から管壁への伝熱量(Q_a)と管壁下部からの伝熱量(Q_i)の和に等しいはずである。このようなモデルを考えれば、下水管外側の温度は下が高く上部で低い分布となり、土中の温度分布も管底側が高く、管頂側ほど低いものとなる。



この場合、コンクリート内、コンクリートと土との熱貫流抵抗に比較して、空気→コンクリート→土の経路の熱貫流抵抗ははるかに大きいので、大部分の熱は下水→コンクリート→土の経路をとって土中へ伝わることになる。従って

$$Q_E = Q_u + Q_o \approx Q_u + Q_i \approx Q_s \quad (2-7)$$

と考えれば、あまり径の大きくない管では近似的に式(2-1)と同様の取扱いをすることができるとなる。

こうした近似を行なうと、下水管内の流量、即ち管内水深の大小と損失熱量とが密接な関係ともってくる。従って、損失全熱量は管外周の表面積が影響し、下水の温度低下には下水流量即ち管内面での潤辺長と管内面における伝熱抵抗が影響することとなる。

3-2 地中温度および地下水温度

埋設された下水管の熱が伝達されるのは周囲の土であり、またその土は地表での放熱と地下水による冷却によって熱量を失っていく。土の中での熱移動に関しては土の凍結深さに関する研究の面が進められており、Aldrich 等の研究が土質工学の書物⁽⁷⁰⁾に紹介されている。

一般に地中の温度は表面では気温や日射の影響をうけて1日のうちでもかなり大きな変化を示し、また季節変動も大きい。しかし、土を構成する鉱物粒子の比熱、間隙水の含有率、土の熱伝導率⁽⁷¹⁾という因子によって表面温度の変化は地中のある深さまでしか到達し得ず、逆に地層深部の温度の影響をうけて、深い所ではほぼ一定温度となる。この深さ z は次式で

表わされる。

$$Z_t = 1.7 \sqrt{\pi \lambda Z_0} \quad (2-8)$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{\rho C}$$

ここに、 α : 温度伝播率 m^2/hr ρ : 密度 C : 比熱
 Z_0 : 地表面温度変化の周期の逆数

これによると湿った土の場合 $\alpha = 2.0036 m^2/hr$ のとき 1 日周期の変動は 0.9m で消滅し、年間変動も 17m 以下には伝わらないことになる。このため地下水の温度もその滞水層の深さとその地方の土層の熱的性質とによってほぼ一定に保たれることになる。

寒冷地での地中温度はさらにその地表面への積雪の影響を受ける。地表に積雪のある場合、熱損失の計算では雪の熱抵抗を考慮して埋込深さを仮想の土の厚さに換算した分だけ増加することと提案しているが、積雪の多い場合は地表面温度が $0 \div 0$ となっている場合が多く、計算にはこの値を用いてよい。しかし、除雪が完全に行なわれているような道路の下に埋設されている下水管に対しては、外気温 t_a によって

式(2-4)の θ_0 のように変
 化する。

表-2.3 土の熱伝導率⁽⁶⁸⁾

土中での熱伝達の問題
 における土の熱伝導率 λ_E は
 Weber の測定によれば
 表-2.3のように深さに

地中深さ(m)	熱伝導率 (λ_E)
0.17 ~ 0.5	1.4 kcal/m·hr·deg
0.5 ~ 1.0	1.8 "
1.0 ~ 1.5	2.2 "
1.5 ~ 2.5	2.1 "
2.5 ~ 3.5	2.2 "

よって変化する。特に地中の温度によってかなり影響をう
 け、冬季の湿った土では平均して $\lambda_{E2} \doteq 2 \text{ kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$ とみよ
 される。逆に乾燥している場合にはこの λ_E は $1.2 \sim 1.5 \text{ kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$
 が一般に用いられている。また、地表近くが凍結している場
 合には $\lambda_{E3} = 1.5 \sim 2.4 \text{ kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot \text{deg}$ に与るといわれている。

寒冷地の下水管は、冬季の管内の凍結や土の凍結による管
 の凍上を防ぐため、その地域の凍結深さより深く埋設される
 が普通と行っている。この凍結深さ e (cm) は積算寒度
 F (°C·day; deg-day) の平方根にほぼ比例することと伊福部⁽⁷³⁾
 は北海道内の道路凍上の研究から導き、

$$e = 3.7 \sqrt{F} \quad (F = 300 \sim 1000 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot \text{days}) \quad (2-9)$$

$$e = 4.5 \sqrt{F} \quad (F = 0 \sim 300 \text{ } ^\circ\text{C} \cdot \text{days}) \quad (2-10)$$

であらわしている。またその関係は図-2.6のようである。

この場合の積算寒度は $\sum_i \{(\text{マイナスの気温}) \times (\text{日数})\}$ であらわした「寒さの量」の尺度である。

北海道内のおおよその凍結深さの分布を明示したものが図-2.7である。この場合、下水管が埋設された道路が常に

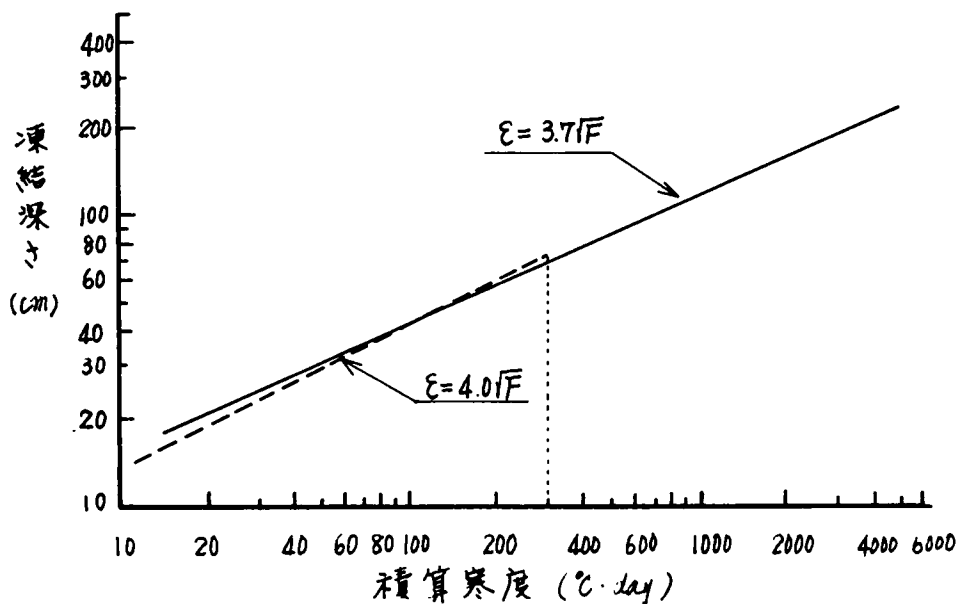


図-2.6 積算寒度と凍結深さの関係 (伊福部による)

除雪されるものとして、地上に積雪が深い場合をもとにして凍結深さを求めたものである。

3-3 管内における熱損失量の実測

実際には下水が地中に埋設された管路の中を流下してゆく間に、どのような温度変化を示すかを知るために、昭和40年2月から翌3月にかけて札幌市南区真駒内住宅団地の下水道を利用して測定を行なってみた。測定を行なったのは図-2.8に示す同団地の1号井戸ポンプ場前の人孔から、下水処理場沈砂池入口にある着水井までの320mで、この区間には他に下水管の合流も分流もない幹線汚水管である。(図-2.8に示す観測用人孔の少し下流の両側に公共マスがあるが、当時両側とも空地で使用していた) 管の内径は450mm、管厚は35mmの鉄筋コンクリート管で、この区間の平均の配は7%、土被りは最小4m、最大6m、途中には5ヶ所の人孔があったが、測定期間中は完全に積雪でおおわれていた。

下水の温度、土中の温度および気温の測定には保護管をはさめた銅-コンスタンタンの熱電対を用い、電子管式記録計により連続記録させた。下水の流量は沈砂池の下流側で測定した値を利用した。また地中の温度は人孔のすぐ近くでは測定できなかったため、約20mはなれた1号井戸ポンプ場の構

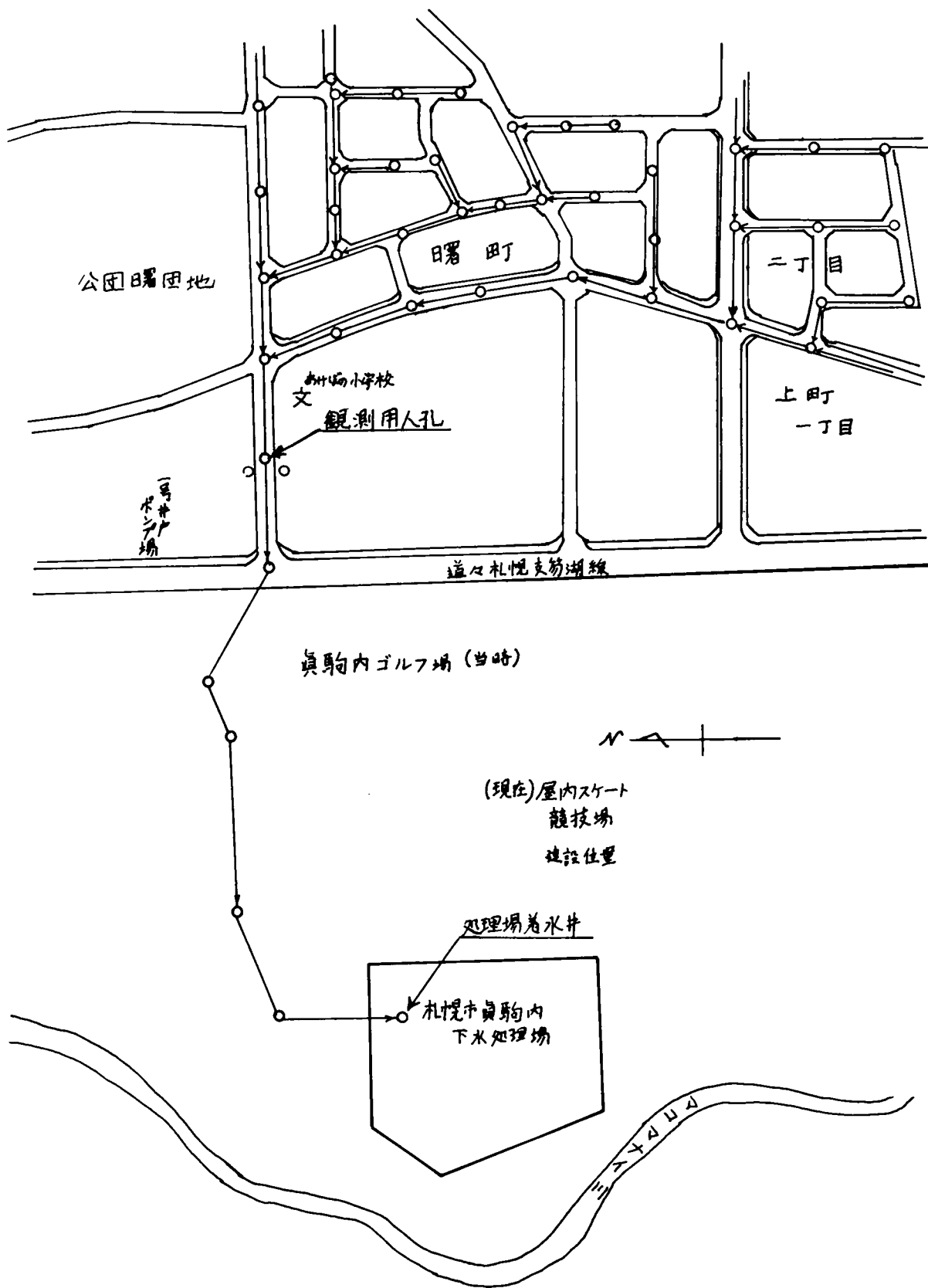


図-2.8 真駒内団地下水道(汚水管)平面図 1/5000

内に鉄管を打込み、この中に熱電対（保護管なし）を挿入し、砂で封をして外気の流通を防いだ。測定区間の土質は玉石まじりの砂質層で、地下水位以下と下水管が通過している所が多い。

測定結果；測定の途中で一部記録の欠けた期間が生じたので、2月6日から2月15日までと2月21日から3月5日までの2期間に分け、気温・人孔内下水温、着水井下水温および下水流量を取りまとめ図-24に示した。外気温は1, 9, 14, 19, 24時の5点を、下水温は毎時の分りぬり平均値を1日ごとに、また下水流量は1日の積算値を示している。

この結果をみると、人孔内の下水は9℃から0.5℃までの間をかなり大きく変動しているが、下水管内を流下したうち着水井ではほとんど一定になっている。この期間、外気温は最低マイナス16℃にまで下ったが、日中の気温が低い（1日中0℃以下であったような期間（2月11日～13日と2月25日以後）には人孔内の下水温度は低くなっている。しかし前節で調べた排出直後の温度より高い。さらにまた下流の着水井

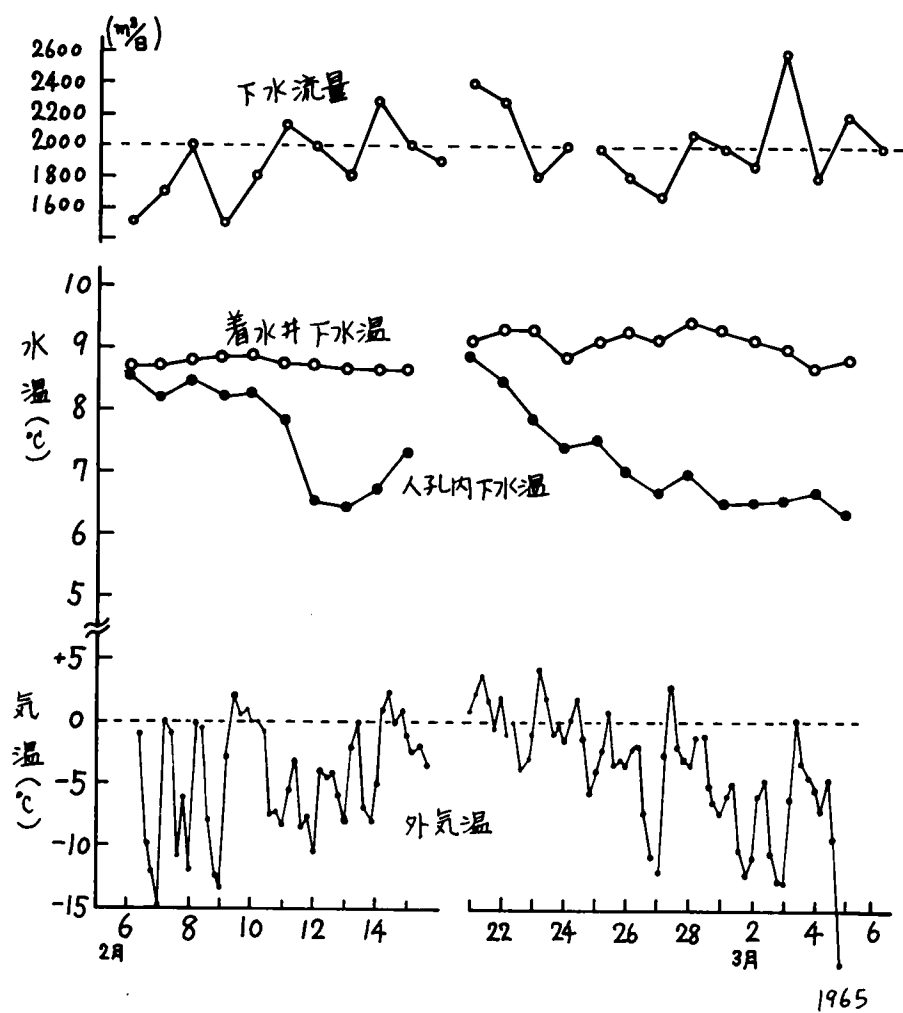


図-2.9 気温, 下水温, 流量の日変化

では全般的に水温が上り、 4°C 近くのほぼ一定値を示している。このことから考えて、この地区では下水は管路内で熱を失うのではなく、逆に加温されていると考えられる。

当時の地中温度の測定結果は図-2.12 のようであった。打込管の最深のもので6mまでしか到達していなかったため、より深部の測定が行えなかったのは残念であるが、おおむね埋設位置では 4°C 以上であったことが推定できる。地表温度は地面の日射によりやや高くなることがあったが、深部ほど変化の幅は小さく、4m以深ではほとんど一定とみてよい。

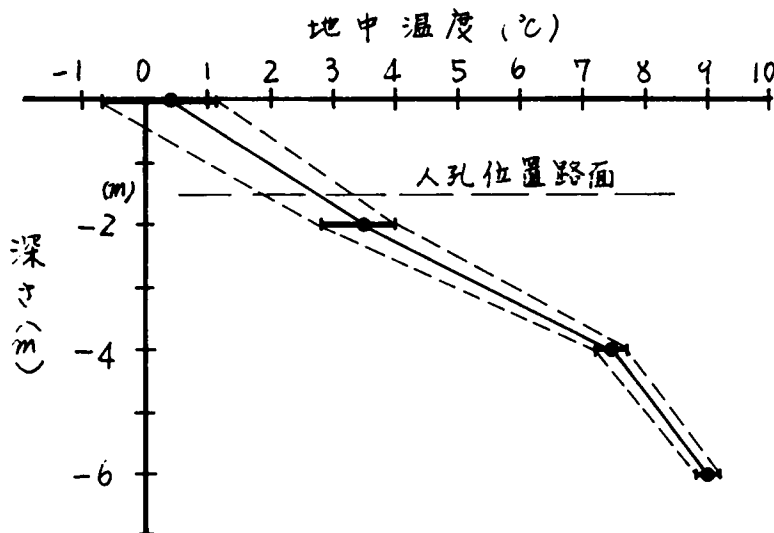


図-2.12 地中温度測定結果

測定期間の 変化の幅も破線以示した。なお融雪が本格的に始
つた 1 月以後は 2 ~ 4 m の地中温度が全般に 1 ~ 2 °C 低くな
っている。

地中温度の測定が路面舗装の關係に下水管のすぐ近傍で行
なうことができなかったために 實際に下水管をとり囲む地温
がどのようなであつたかは推定するほかないが、少なくとも 9 °C
あるいはそれ以上の地温のため下水が熱にたけられたと考え、
この間、關係をさらに詳細に調べてみた。図 - 2-10 は 2 月 8 日
の例で、下水の温度が比較的高く、着水井での水温に近かつ
たが 2 月 12 日の例 (図 - 2-11) では人孔の位置に下水は 1
日中低い温度を示している。図 - 2-10 と図 - 2-11 をみると、
下水の流量が増加すると人孔における下水温がやや高くなる
傾向が認められる。人孔内の気温は下水の温度とほぼ平行し
て変化しており、特に時間的ずれは認められない。これも
下水温の上下にかかわらずにおむね 6 °C を中心に変化を繰返
している。

上述の 2 例について、實際に管の周囲から受けたと思われ
る熱量を下流 (着水井) と上流 (測定した人孔) との下水の

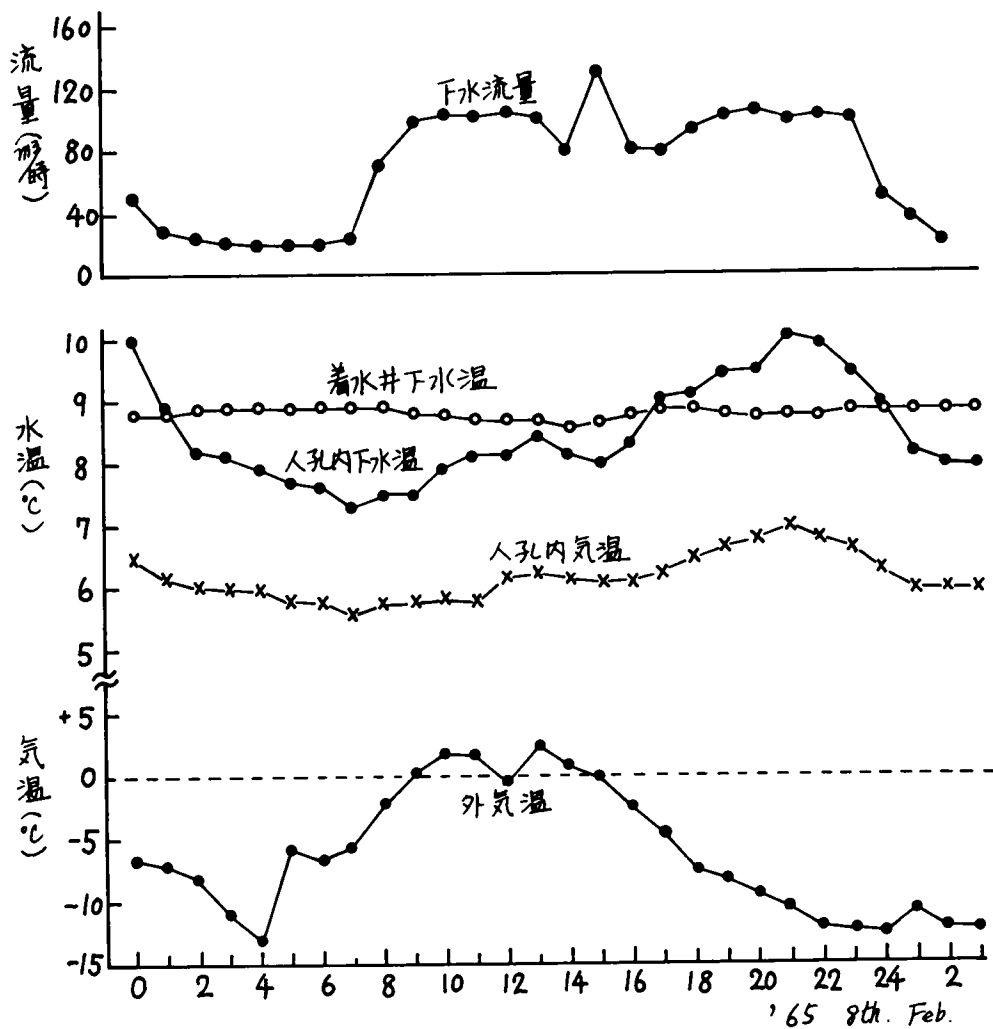


図-2.10 時間変化の一例 (加温の程度が低い場合)

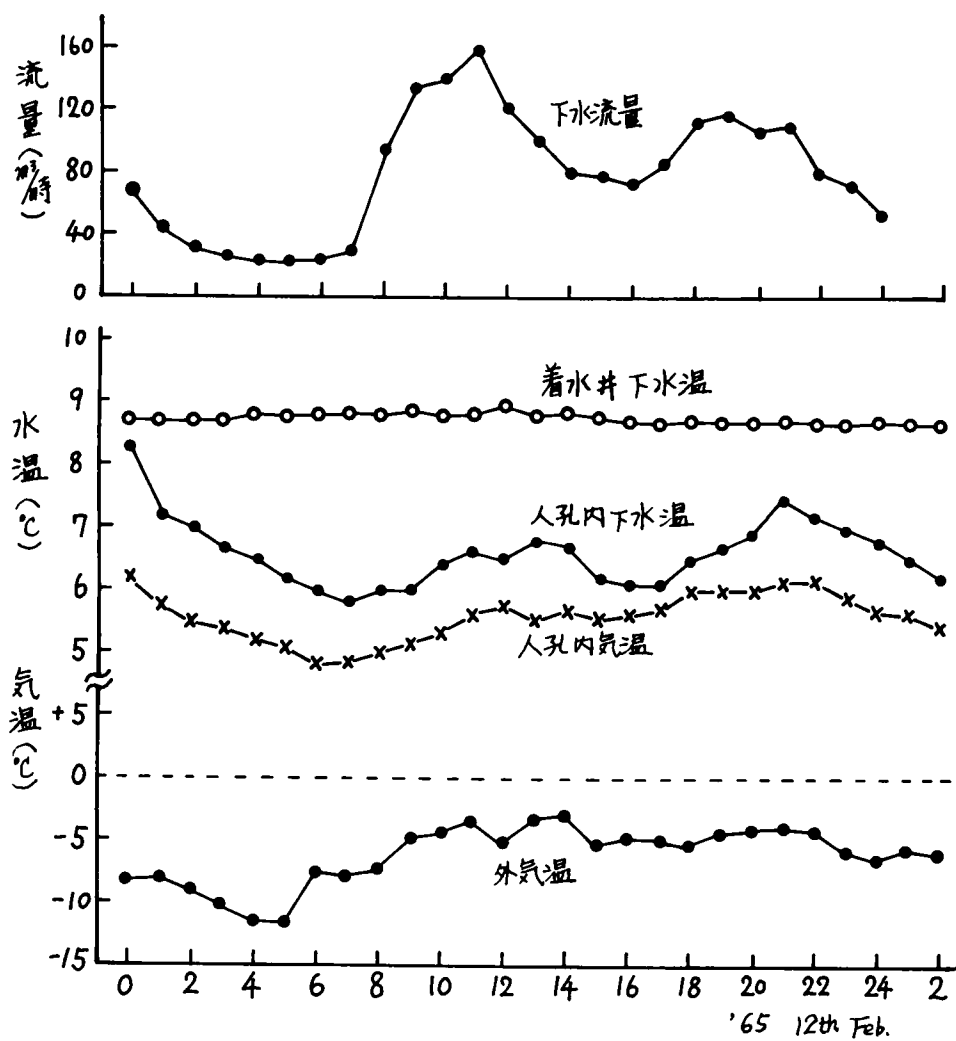


図-2.11 時間変化の一例：(加温の程度多い場合)

保有している熱容量(下水温度×流量)の差として求めたものが表-2-4である。巨視的にみて、1日分の合計量比べると、2月12日の例では、4,304 Mcal の熱量を受け取っているが、2月8日は僅かに308 Mcal にすぎない。また2月8日の場合は17時以後は熱を失っている。

この値をもとに、式(2-1)および式(2-7)の考え方をもとにして下水管の総括伝熱係数 U を概算してみよう。

$$Q = \delta \cdot L = \frac{L}{R} (\theta_i - \theta_E) = U \cdot A \cdot (\theta_i - \theta_E) \quad (2-11)$$

ここで、 L ; 管路延長

A ; 管の外表面積 = $2\pi r_o L$

この式は定常状態と考え、管軸方向、温度変化を無視している。さらにここでは概算のため $(\theta_i - \theta_E) = 2.2^\circ\text{C}$ と平均の温度差にとると、

$$U = \frac{Q}{A(\theta_i - \theta_E)} = \left(\frac{4,304,000 \text{ kcal}}{24 \text{ 時間}} \right) / \left\{ (0.45 + 0.07^m) \times \pi \times 320^m \right\} \times 2.2^\circ\text{C}$$

$$= 156.0 \text{ kcal/m}^2 \cdot \text{hr} \cdot ^\circ\text{C}$$

$$\delta = 552.4 \text{ kcal/hr} \cdot \text{m} \quad R = 0.0039$$

ところで式(2-3)によってコンクリート管の熱抵抗を求める

表-2.4 下水を保有している熱容量 Mcal/時

時間	2月8日		2月12日	
	上流	下流	上流	下流
1	258	255	331	100
2	208	222	224	278
3	188	204	188	244
4	171	196	169	229
5	162	187	161	229
6	152	178	156	229
7	166	204	180	273
8	561	667	576	845
9	750	880	822	1,220
10	892	995	901	1,250
11	1,022	1,088	1,049	1,400
12	1,271	1,348	787	1,077
13	987	1,001	680	880
14	672	705	543	713
15	1,071	1,165	490	645
16	696	721	458	652
17	720	712	531	756
18	874	854	735	983
19	949	915	784	1,018
20	1,037	952	746	940
21	928	801	826	157
22	460	845	511	713
23	874	814	500	616
24	440	445	476	609
合計	16,059	16,367	12,972	17,286
	$\Delta Q = 308$		$\Delta Q = 4,304$	

と、 $h = 5\text{ m}$ (平均), 土の熱伝導率 $\lambda_E = 2.0\text{ kcal/m}\cdot\text{hr}\cdot\text{deg}$ とし
概算すると

$$R = \frac{1}{2\pi\lambda_E} \ln\left(\frac{2h}{r_2}\right) = \frac{1}{2 \times 3.14 \times 2.0} \ln\left(\frac{2 \times 5}{0.52}\right) \\ = 0.21$$

となる。実測値から求めた値と 2 ケタの違いが生じている。
この違いは熱移動量や温度差, あるいは管路表面積の誤差と
するにはあまりに大きすぎる。

逆に式 (2-3) から求めた熱抵抗 $R = 0.21$ より熱供給量を計
算すれば, $q = \frac{2.2}{0.21} = 10.47\text{ kcal/m}\cdot\text{hr} = 251\text{ kcal/m}\cdot\text{日}$
従って $Q = qL = 80,457\text{ kcal/日}$ (か熱量の補給はたいことにな
る。この差はどこからきたものであろうか。

2月12日の下水流量は1日合計約 $2,200\text{ m}^3/\text{日}$ である。一般に
下水道施設の設計に当り、(は下水管への地下水の浸入量を経
験的に汚水量の $10 \sim 20\%$ と見込むことになっている。実際には
この値は地下水位の高低や下水管理設工事の際の施工の良
否により異なり、地盤沈下や地震, あるいは寒冷地における
下水管の部分的凍上現象等によって、施工後の年数が経過

するに従って多くなる傾向にある。いま問題としている幹線
污水管は施工後（昭和35年春完成），観測を行なった時まで
に未だ5年しか経過していない。しかし，処理場へ流入する
1日の下水量と同田地の専用水道の1日の給水量との差は晴
天時で約450 m³ある。計量器の精度にも問題があるから，こ
う全量を地下水量とすることはできないし，また問題として
いる幹線部分の320 m の区間でどれだけ浸入しているかは，
上流側での流量測定を行なっていないため不明である。しか
し，もしこの区間のみで300 m³/日（毎秒約3.5 l）の地下水浸入
があったとすれば，これだけで下流側の下水の保有熱量は
2,700 Mcal/日増加する。従って地下水の浸入による下水温度に
及ぼす影響はかなり大きいといえる。

いま一つ考慮しなければならぬ点は地下水の流動である。
式(2-1)は土の内部への熱の伝達を考えると，土粒子間の
水は静止しているものとして λ_E を考えた。もし土粒子の間隙
で水が流動している場合には見かけの λ_E はより大きな値とな
り，熱抵抗 R は小さくなる。実際にどの程度の λ_E の変化があ
るかを知ることができなかったが，前記の測定区間では地下水はマ

コマナイ川の伏流水として図-2.8の右方から左方へ流動していることは充分考えられる。この場合には式(2-1)で予測した以上の熱量の移行が起って当然であろう。

3-4 管内における温度低下の総量とその意義

以上の考察で下水管路内での水温に影響する因子とし(つぎのよう)なものがあることがわかった。

- (i) 気温
- (ii) 給水水温
- (iii) 家屋内での用途別水使用量
- (iv) 排水区域の広さおよび管路延長
- (v) 下水管内での熱収支
- (vi) 地下水の浸入量

これらのうちで冬季の水温に最も大きな影響を与えるものは最後の地下水によるものじ、気温は管路内の下水に直接影響を及ぼすのではなく、(ii)、(iii)、(iv)の因子を介して間接的に影響するとみてよい。また(iv)の排水区域の広さは水温変動を平滑化するのに役立つと共に、(vi)の地下水浸入量を増加させる

役割を果たしている。

各都市ごとに上水道水源は異なるであろうし、家屋内での水使用目的も一律ではない。特に業務用、あるいは工業用水としての地下水使用量が多くなれば一般家庭用としてみづきた用途別使用割合からの排出下水温度の予測値(さらに詳細に時刻別の使用状況を加味したばら水温を予測することも可能であるが)から大きくずれてくるであろう。このような場合には排水区域全体として同様の手法で水温の推定計算を行なうべきである。

管路を流下して行く間に失う熱量は土の伝熱抵抗の大きさから考えるとそれほど大きくはない。むしろ問題とするのは管路の周囲の地下水の温度である。多くの場合に下水管の埋設されている位置(地表からの深さ)が地下水位以下か、あるいは地下水位に近くなるため、地下水温の影響を受け易い。冬季には排出直後の下水温度が(i)~(iii)の因子の影響を受けて地下水温以下となることが多いのに逆に下水は加温される結果となり、夏季には地下水温が相対的に低くなるから下水は冷却される。その上にさらに地下水の流動速度が大きい

ときは伝熱抵抗が小さくなり、熱移動量は大きくなる。さらに地下水が下水管内に浸入することにより、より一層下水温度は地下水温に近づいてしまう。従って下水処理場へ流入する時点での下水温度は、冬季間は次章に述べる融雪の影響を除くと、おおむね地下水温に近いものになるとよい。

上の結論は下水管が充分深、埋設されている場合を想定して得られたものであるが、もし何かの理由で地表近くに埋設されていれば、3-1で紹介した式(2-1)～(2-3)に従うような冷却作用を受け、逆に地表面温度を高める結果となる。積雪におおわれた地中が 0°C に保たれていたとすれば、 6°C の排出された下水は表-2.5のような条件にあるコンクリート管から延長1m当り表のような熱量を失う。

表-2.5 下水管内での水温低下量

管径(呼称)	土張り	Δt	損失熱量 $\frac{\text{kcal}}{\text{m}\cdot\text{hr}}$	勾配	水深	水温降下 $^{\circ}\text{C}/100\text{m}$
$\phi 1000$	1m	6°C	46.15	1.5%	0.30m	0.00
$\phi 250$	1m	6°C	37.32	5%	0.10m	0.51

従って延長1kmを同じ径が同じ流量が流れてゆくとすれば石方のような条件が流れているときの水温の降下量は0.51の

に 0.06°C および 0.51°C にすぎない。流量が多くなれば保有熱量が多くなるため水温の低下は少ない。このことは前述の実測によっても示されていた。

下水道全体として考えた場合 冬季間に水温を低下させる要因はこの他に合流式下水道における雨水吐室などからの寒風の吹き込みによる効果がある。今まで検討してきたなかで下水が流れている上部の空気はあまり動かず、下水とほぼ同じ温度になっているものとして考えてきた。しかし、下水管内の空間に寒風が流通するならば、そのために下水が冷却される。この場合には外気温がそのまま下水に接することになり、熱をうばう効果は大きいと思われる。水面からの冷却効果については第5節で詳細に検討するのでそちらにゆずり、ここではそのような構造とならないような考慮が雨水吐き室を設計する際に必要であるということと指摘するに止める。

第4節 融雪水による影響と対策

緒論でもふれたように、我國の寒冷地方の都市は北欧や北米、カナダなどの寒地の都市とくらべて、気温の点で比較するとそれほど厳しい条件にあるとはいえない。大きく異なる点は降雪量が一般に多く、雪のために都市活動に多くの影響をうけていることであろう。下水道にとっても雪は種々の影響を与えている。その第一は融雪水が下水道へ流入し、そのために下水流量が急増したり、下水の温度が低下し、処理場での浄化効率を低下させることである。その他には第5節に入るように、下水処理場において処理施設が屋外にある場合に降雪あるいは風による飛雪が処理機能に障害を与えたり、処理場の維持管理の面で積雪がトラブルの原因となることなどもあることができる。

本節ではこうした雪による影響のうち特に大きなものとして、融雪水が下水道に及ぼす影響をまず下水の量的な増加について、つぎに水温や水質への影響という二つの面から検討し、そうした影響を極力減らすための対策としてどのような方法があるかを考えてみたい。ただし、この章の主題

が下水の温度管理にあるので、水温および水質の変動による下水処理への影響については簡単にふれるのに止める。

4-1 融雪水の下水道への流入量

融雪の原因となるものは地熱、降雨による熱、太陽からの輻射、大気からの熱、あるいは人間活動によって放出された熱などがある。これらを観測し、その熱量を求め、また熱伝達の過程を解析し、熱力学的に計算を行えば融雪量を求めることは不可能ではないかも知れない。しかし、上記の諸量はそれぞれに複雑な変化を示し、時間的にも空間的にも正確な予測が困難であるばかりでなく、諸因子が常に組合されて作用し、観測資料を得ることも容易でないものさえある。従ってこのような諸因子を追求して融雪量を知る方法は実用的ではないと思われるが、ここでは最も簡単な方法として、積算気温を用いて融雪量を求める方法について研究してみた。これは融雪に影響する諸因子を気温が代表させ、積算気温と融雪量との対応を調べようとするものである。ここでいう積算気温とは、本章第3節3-2で述べた積算寒度と同じ

ように、こちらは0℃をこえる気温とその気温が継続した時間の積を1日分加算したもので、「気温時数 degree·hr」としてあらわしておく。日中の気温が0℃以上になり、それがある時間継続することによって融雪が起るからである。普通は積算気温として日平均気温の0℃をこえる度数とその日数の積、すなわち気温日数 (degree·day) を用いていっば、これでは実際に日中の気温が高くなり融雪が起っても、夜間の気温が下り、日平均気温が0℃をこえない場合に起る、不合理であるため、この欠点を避け、気温時数を採用した。

札幌市創成川排水区（排水方式合流式）の第2中継ポンプ場において昭和43年3月1日より4月5日まで、また翌年の昭和44年3月4日より4月12日までの融雪が起った期間をいさんで市内の下水量的変化を詳細に調べた。このポンプ場の受持つ排水面積は057ヘクタールである。下水流量の測定は同ポンプ場のポンプ稼働時間とポンプ井水位の自記記録およびポンプの特性曲線から計算により求め、下流の創成川下水処理場のバーシャルフリエームによる計量と比較し照しを加えた。

融雪水量は一般に次のように表わすことができる。

$$Q_{SM} = Q_T - Q_{DW} - Q_R$$

ここで Q_{SM} ; 融雪水量

Q_T ; 全下水量

Q_{DW} ; 晴天時下水量

Q_R ; 降雨による下水量

この式で全下水量としては上記のポンプ場における汚水ポンプおよび雨水ポンプの揚水量の和として求め、晴天時下水量はこの期間中は $55,000 \text{ m}^3/\text{日}$ とした。その理由は融雪の始まる前と融雪の終了後の下水量がほぼ等しく、約 $55,000 \text{ m}^3/\text{日}$ であったからである。観測期間中数回の降雨があった。降雨による下水量は流出係数を 0.5 とし降雨量から求めた。流出係数と 0.5 としたのは当該排水区の舗装率が高いこと、既往の降雨による夏期の流出率がおおむね 0.5 とみなしうることに由る。このようにして求めた昭和43年3月～4月の融雪水量を表-2.6に示した。また外気温の測定記録(札幌气象台による)からその日の気温時数を計算し、同表に併記した。さらに融雪水量と気温時数の経日変化を図-2.13に示した。融

表-2.6 創成川排水区下水量, 気温時数表 (昭和43年)

月日	全流量 (m^3 /日)	降雨量 (mm)	全降雨量 (m^3 /日)	融雪水量 (m^3 /日)	気温時数 ($^{\circ}C$ 時)	計算による 融雪量(m^3 /日)
3. 1	85,200			30,200	49.0	33,400
2	66,800			11,800	9.3	15,000
3	66,500			11,500	19.9	19,900
4	70,200			15,200	27.3	23,300
5	75,500	0.5	1,600	18,900	50.2	34,000
6	75,100			20,100	17.8	19,000
7	75,500			20,500	47.0	32,500
8	85,000			30,000	38.3	28,400
9	66,300			11,300	1.0	11,200
10	60,000			5,000	0.0	10,700
11	78,700			23,700	48.7	33,300
12	86,700			31,700	40.8	29,600
13	81,100			26,100	35.7	27,200
14	90,200			35,200	18.1	19,100
15	81,400			26,400	52.9	35,200
16	89,800			34,800	44.0	31,100
17	68,200			13,200	0.5	10,900
18	83,200			28,200	24.6	22,100
19	103,500			48,500	112.5	62,800
20	144,500			89,500	143.1	77,100
21	119,300	1.5	5,000	59,300	106.6	60,100
22	116,700	2.0	6,600	56,100	86.9	50,900
23	111,400	3.5	11,500	44,900	61.7	39,300
24	105,700			50,700	61.2	39,100
25	102,900			47,900	51.3	34,500
26	102,000			47,000	47.6	32,800
27	98,400			43,400	64.5	40,600
28	94,500			39,500	69.1	42,700
29	80,200			25,200	75.1	16,600
30	95,400	3.0	10,000	30,400	165.3	27,700
31	87,500			32,500	183.9	30,000
4. 1	89,500			34,500	181.6	29,700
2	84,100	1.0	3,300	25,800	119.3	22,000
3	74,100			19,100	126.3	22,900
4	73,300			18,300	119.0	22,000
5	67,200			12,200	120.5	22,200

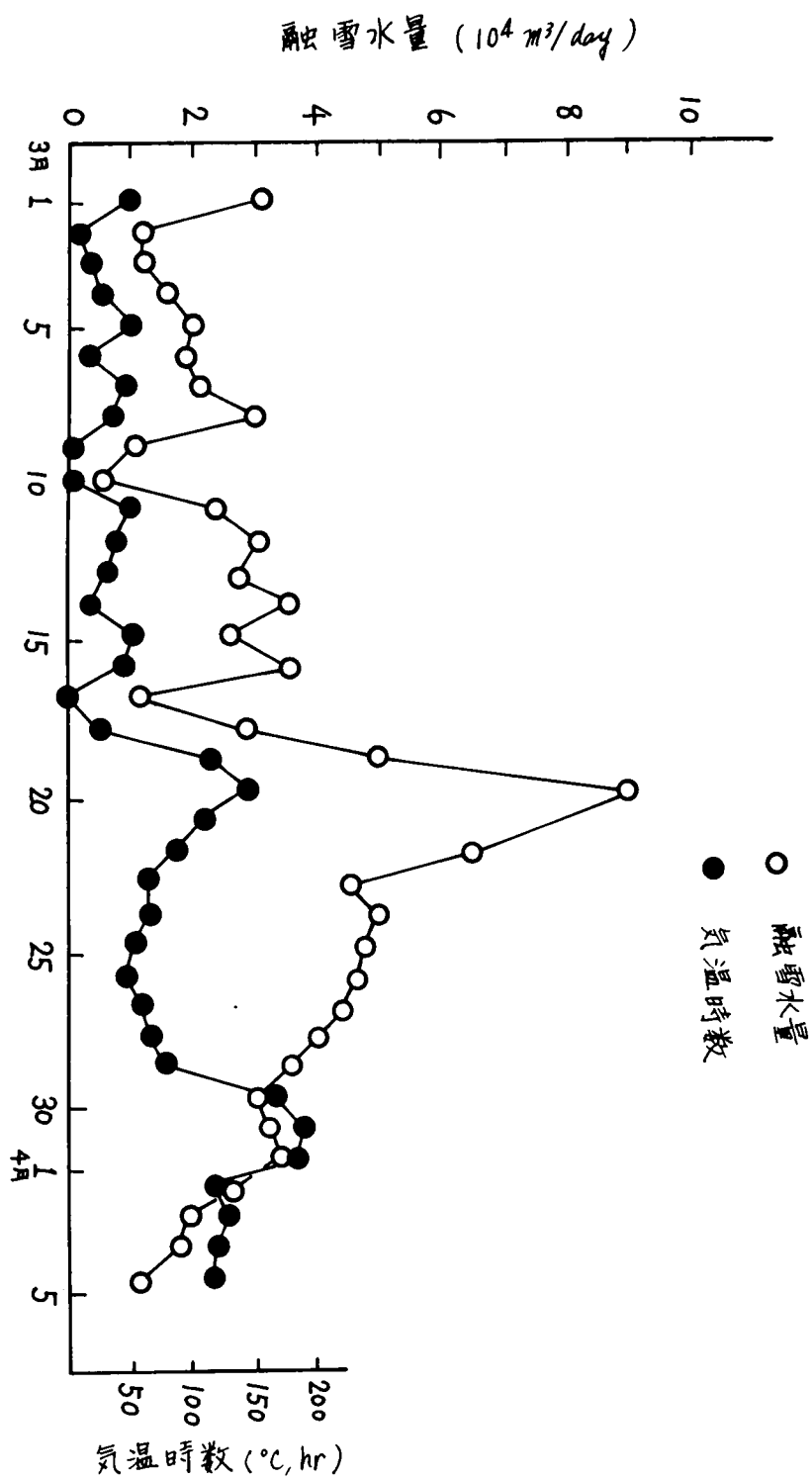


図-2.13 創成川排水区の融雪水量と気温時数 (1968)

雪水量のみがほぼ晴天時日平均汚水量に近い水量になることがしばしばあり、最大では汚水量の1.6倍を示したこともあった。さらにこれに降雨が加わると全下水量の1日量は2倍近く、時間流量では設計最大流量に近い水量になっている。なお、気温時数の計算において1日単位のとおり方として、日最低気温を示す時刻が午前3時であることが多いことかこの時刻を始点として24時間をとった。

図-2.13をみると融雪水量の変化と気温時数の変化が非常によく似ている。ただ3月末頃からこの類似性がくずれてくる。これをより明らかにするため、この期間の積雪のある時期(3月1日～3月28日)と、建物の日陰部分などに残雪のある時期(3月29日～4月5日)との2期に分け、それぞれ期間ごとに1日ごとの気温時数(D)と融雪水量(Q_{SM})との関係を調べてみた。その結果を図-2.14および図-2.15に示した。積雪のある時期には両者はかなり強い相関をもち、回帰直線は

$$Q_{SM} = 0.463D + 10.71 \quad (2-12)$$

となる。相関係数を求めると $r = 0.873$ であった。これに対

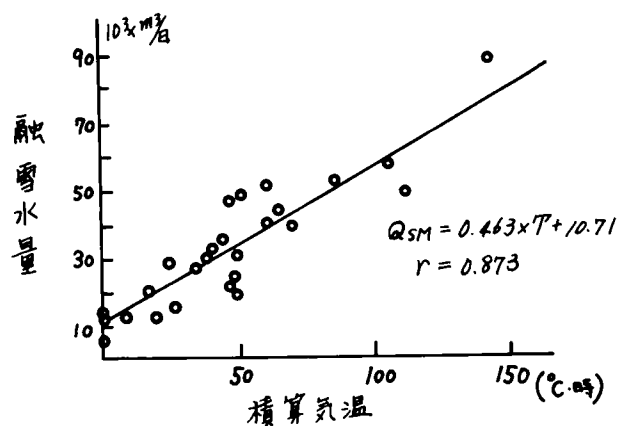


図-2.14 融雪水量と積算気温との関係 (積雪のある期間)

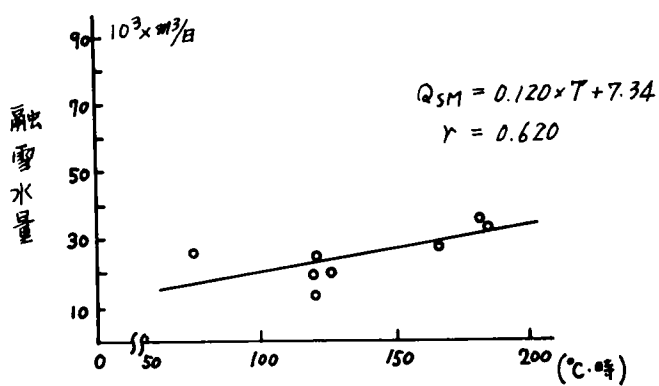


図-2.15 融雪水量と積算気温との関係 (残雪のある期間)

し残雪のある期間は幾分両者の関係が不明確い、回帰直線を求めると

$$Q'_{SM} = 0.120 D' + 7.34 \quad (2-13)$$

となった。この場合の相関係数は $r = 0.620$ である。式(2-12)および式(2-13)で D , D' はそれぞれ積算気温 ($^{\circ}\text{C}\cdot\text{時}$) を Q_{SM} , Q'_{SM} は融雪水量 ($10^3 \text{ m}^3/\text{日}$) をあらわしている。この式を用いて逆に積算気温から融雪水量を計算したものを表-2.5の右端の列に示した。

こうして結果からみて融雪水量と積算気温の間には密接な関係があることが判ったが、地上の大部分の積雪がなくなり、建物の陰や道路の両側に残っていた雪だけが融けているような時期になるとこの関係があまりよくない状態となり、融雪量を積算気温から推定することは困難となる。

この結果をさらに確認するため翌年の昭和44年3月1日から4月12日にかけて同じ場所で観測を行なった。その結果を整理したものが表-2.7である。またこの期間に札幌市豊島内排水区(分流式)の雨水管に自記水流計を設置し、下水流量を求めた結果を表-2.8に示した。この雨水管の排水面積

表-2.7 創成川排水区第2中継ポンプ場, 気温, 積算気温, 水温, 下水流量表
(昭和44年)

月日	水 温 (°C)					気 温 (°C)					下水流量 m ³ /day	積算気温 °C・時
	最高 水温	時刻	最低 水温	時刻	PM3:30 水温	最高 気温	時刻	最低 気温	時刻	PM3:30 気温		
3 4						-1.4	15:00	-11.8	6:00	-2.0	73.319	
5						-0.6	14:00	-8.7	1:00	-1.7	80.190	
6						3.3	12:30	-5.7	0:00	0.2	86.730	14.6
7	9.5	11:00	7.0	15:30	7.0	4.8	13:30	-7.6	4:30	3.4	91.390	33.5
8	9.2	0:00	7.3	14:00	8.0	4.5	12:00	-4.6	4:00	5.7	103.602	46.0
9	10.0	20:30	7.5	7:00	8.0	-1.6	13:00	-5.9	22:30	-1.9	76.903	
10	10.0	18:00	7.5	8:00	9.5	-4.3	9:30	-8.0	4:30	-6.6	74.126	
11	10.0	18:30	8.0	7:00	9.5	-3.3	13:00	-11.0	23:30	-3.0	76.504	
12	10.0	19:00	8.0	7:00	9.5	-2.9	11:00	-10.9	2:00	-3.7	75.956	
13	10.0	19:00	8.0	6:00	8.5	-3.5	15:00	-9.2	7:00	-4.0	79.415	
14	9.5	19:00	8.0	14:00	8.0	2.8	12:00	-11.0	5:00	1.4	84.499	14.4
15	10.0	19:00	8.0	6:00	9.0	1.1	12:30	-4.9	5:00	-0.7	82.120	1.9
16	10.0	22:00	7.5	7:00	8.5	1.5	14:30	-6.8	6:30	1.0	73.835	7.9
17	9.0	11:30	7.5	8:00	8.0	1.9	14:00	-9.5	6:00	-0.1	90.912	6.3
18	9.0	4:00	7.5	7:00	8.5	1.4	9:30	-4.5	6:00	1.2	91.751	7.6
19	9.0	22:00	7.5	8:00	7.5	7.2	12:00	-4.8	4:00	5.2	99.363	74.9
20	8.5	1:00	6.0	15:00	6.0	8.6	10:00	1.3	4:30	7.8	163.056	120.6
21	7.5	23:30	4.5	14:00	5.0	8.8	10:30	-2.0	23:30	2.8	188.669	83.9
22	9.0	18:00	6.0	5:00	8.0	-1.2	13:00	-4.3	1:30	-1.4	103.732	
23						1.8	13:00	-1.5	5:30	0.8	86.919	10.3
24						5.0	15:00	-0.7	0:30	4.8	108.555	60.6
25						10.3	12:00	-2.9	5:30	9.0	136.491	149
26	7.5	0:00	5.0	15:00	5.0	13.8	12:00	4.0	2:30	10.9	191.986	233.9
27	8.0	22:30	5.5	4:00	6.5	12.1	0:00	-0.1	23:30	2.7	140.220	63.9
28	9.0	9:30	6.0	6:00		0.6	13:30	-3.2	4:00	0.3	99.946	1.2
29	10.0	23:00	7.0	7:00	9.0	1.7	16:00	-3.1	5:00	1.6	99.958	16.2
30						4.1	14:30	-0.4	0:00	3.9	108.259	40.9
31						3.7	13:00	-2.1	23:30	1.6	104.063	21.2
4 1						4.3	12:00	-4.3	2:30	3.4	95.920	44.6
2						4.8	11:30	-1.5	6:00	3.0	98.440	38.6
3					9.0	2.7	15:00	-1.8	23:30	2.5	90.500	13.2
4	11.0	18:00	8.0	7:00	10.0	1.1	13:30	-2.2	1:30	0.4	79.700	5.2
5	9.5	22:00	8.0	15:00	8.0	1.2	14:00	-1.5	7:00	0.8	81.240	3.8
6	9.5	0:00	7.0	14:00	7.0	6.4	12:00	-5.4	5:00	5.0	90.380	62.7
7	9.0	15:00	7.5	7:00	9.0	6.8	15:00	2.0	3:00	6.8	97.300	90.8
8	10.0	18:00	8.0	5:00	9.0	10.0	14:00	0.1	2:00	9.4	105.160	149.2
9	9.5	16:30	7.5	7:00	9.0	10.9	12:00	4.3	23:30	7.5	107.330	167.5
10	10.0	18:00	7.5	8:00	9.5	5.6	13:00	3.0	23:30	4.0	101.650	178.5
11	10.0	20:00	7.5	7:00	9.5						104.800	
12	10.0	17:00	8.0	6:00	10.0						99.500	

表-2.8 真駒内排水区下水量, 気温, 水温, 積算気温表 (昭和44年)

月 日	水 温 (°C)					気 温 (°C)					下水量 m ³ /day	積算気温 °C・時
	最高 水温	時刻	最低 水温	時刻	PM2:30 水温	最高 気温	時刻	最低 気温	時刻	PM2:30 気温		
3 4						-0.5	10:30	-13.5	24:00			
5						0.0	13:00	-15.0	6:00	-2.0		
6						-1.0	13:30	-12.0	23:30	1.0		
7						3.0	13:30	-11.0	24:00	4.5		15.0
8						6.0	14:00	-11.0	3:00	4.0		29.7
9						4.5	15:30	-8.0	4:00	-2.5		40.3
10	0.8	15:00	0.4	10:30	0.8	-1.0	13:00	-9.0	24:00	-5.5		
11	0.6	18:30	0.2	3:00	0.5	-2.0	13:00	-16.0	23:00	-3.5		
12					0.3	-2.8	11:00	-14.5	4:30	-4.5		
13	0.3	2:00			0.1	-4.0	15:30	-12.5	23:00	-5.0		
14					2.5	3.5	13:00	-13.5	4:00	2.0		16.3
15	4.9	18:30	0.2	14:00	2.0	2.5	13:00	-8.0	5:00	1.0		6.5
16	5.0	19:30	2.6	7:00	4.0	2.5	13:00	-10.0	5:30	1.0		9.5
17	5.1	12:30	2.0	18:00	3.0	2.0	12:30	-11.0	6:00	1.0		8.7
18	4.5	12:30	0.5	18:00	3.0	1.5	11:00	-7.0	6:00	0.0		5.3
19					3.0	7.0	13:30	-8.0	3:00	5.5		67.3
20	4.0	10:30	1.6	3:30	3.0	10.5	12:30	1.0	4:00	10.5		26.0
21					2.0	8.0	10:30	-2.5	23:30	3.0	1,406.5	69.0
22	4.6	11:30	2.2	19:30	3.2	1.5	13:00	-5.0	22:00	-1.0	505.1	2.0
23	3.5	1:00	2.0	21:00	3.0	2.0	13:00	-5.0	2:00	1.0	453.2	11.3
24	4.2	10:00	2.5	3:00	3.1	5.5	15:00	-1.0	1:00	4.5	709.2	57.0
25	4.3	9:00	2.5	5:00	3.2	11.0	13:00	-2.5	2:30	10.0	805.7	135.0
26	5.0	8:00	3.2	15:30	3.2	14.0	10:30	1.5	5:00	11.0	1,585.4	220.5
27	5.7	23:30	4.0	0:00	4.7	10.0	0:00	-1.5	23:30	3.0	1,459.0	51.7
28	6.1	7:00	5.5	0:30	5.7	0.5	12:30	-4.0	23:30	-0.5	1,165.3	1.5
29	6.4	14:00	5.0	20:00	6.4	2.5	13:00	-4.5	3:30	2.5	1,066.0	22.7
30	6.3	1:00	5.0	16:00	5.1	4.5	13:30	0.0	2:30	4.0	1,159.6	45.5
31	6.2	3:00	5.2	15:30	5.4	3.5	12:30	-1.0	4:00	1.5	1,120.3	19.7
4 1	6.3	8:00	5.7	4:30	5.9	3.5	14:00	-5.5	2:30	3.0	1,014.5	37.0
2	6.5	9:00	5.4	17:00	5.5	4.5	11:30	-4.5	5:30	2.5	867.6	31.5
3	6.2	7:30	5.4	13:00	5.7	2.0	14:00	-3.0	21:30	2.0	768.6	10.0
4	6.3	23:00	5.4	4:00	6.1	1.5	13:00	-3.5	3:00	1.0	683.6	6.5
5	6.5	3:30	4.0	15:00	4.5	1.0	14:00	-5.5	23:30	1.0	744.8	2.7
6	6.0	10:00	3.6	15:00	3.7	7.5	11:00	-7.0	4:00	5.0	1,078.2	67.0
7	5.9	14:30	5.0	1:00	5.9	7.5	12:30	-0.5	23:30	7.0	815.0	83.0
8	6.6	13:30	5.2	4:30	6.2	9.5	12:00	0.0	3:00	7.5	924.5	130.5
9	7.0	16:00	6.0	5:30	6.0	12.0	12:00	4.0	5:30	6.5	1,775.2	161.3
10	6.5	8:00	6.2	16:00	6.2	6.5	12:30	2.5	23:00	4.5	1,213.6	86.0
11	6.6	9:00	6.0	4:30	6.3	13.5	13:30	-0.5	4:00	13.0		171.5
12	6.6	14:00	6.1	3:00	6.6	14.0	14:00	1.5	1:30			230.3

は37、77ールである。43年の創成川排水区のデータと共に、以上3回の観測による融雪水量と気温時数との関係を示すために図示したものが図-2.16である。いずれも非常によい相関を示している。これらの回帰直線を排水面積A（ハクタル）を加味して書き直すとつぎのようになる。

(3/1 ~ 3/26, 1968, 創成川排水区) 相関係数 0.87

$$Q_{SM-1} = 0.743 A \cdot D + 17.2 A \quad (2-14)$$

(3/5 ~ 4/6, 1969, 創成川排水区) 相関係数 0.94

$$Q_{SM-2} = 0.747 A \cdot D + 27.7 A \quad (2-15)$$

(3/5 ~ 4/5, 1969, 奥駒内排水区) 相関係数 0.94

$$Q_{SM-3} = 0.14 A \cdot D + 9.7 A \quad (2-16)$$

ただし Q_{SM-2} において3月21日の異常流出（おそらく前日の流出の影響が翌日に残った）を除いている。

上記の関係を一般式で書き直すと

$$Q_{SM} = \alpha A \cdot D + \beta A \quad (2-17)$$

とあらわすことができる。式中の係数 α は排出区域の性状（下水管の配管密度、舗装率、区域の形状、人孔や雨水マス）の密度はと雨水の流出係数に影響するよう因子）によって

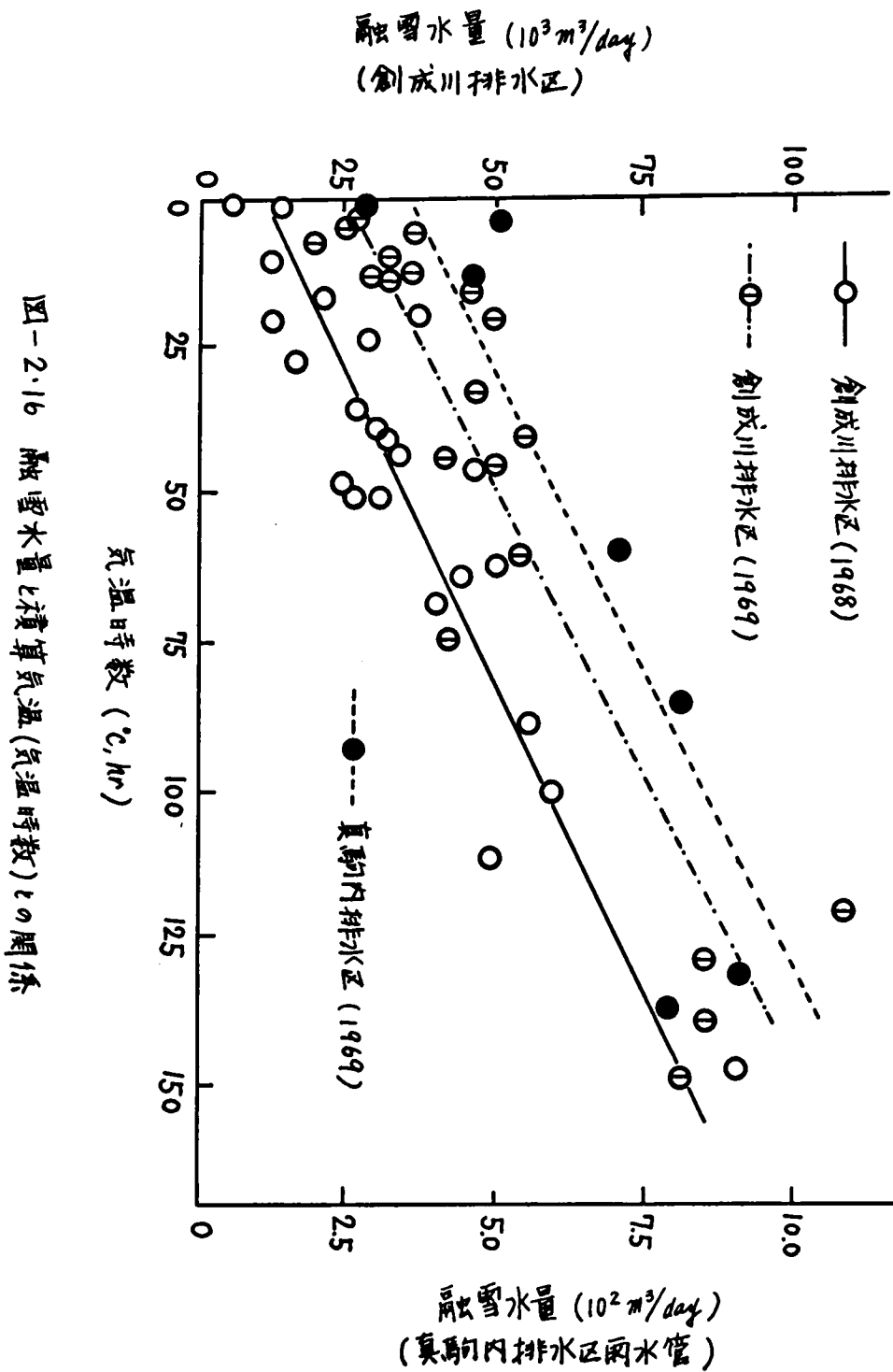


図-2.16 融雪水量と積算気温(気温日数)との関係

定まるものであり、係数 β には地下水浸入量の多少が主に影響する。

式(2-17)によれば積算気温が0であっても融雪水が流れることを示している。観測値を統計的に処理した結果の式ではあるが、管路内での熱収支を考察したときにも言及したように、地中からの熱が地表に伝播することにより積雪の下面からわずかながらの融雪が生じていることは予想されることでありその流出量と考えるよい。また、 0°C 以下の気温においても日射による影響が無視できないことをアラスカの研究者は指摘しているが、この観測ではそれを確かめることはできないように。

以上の観測結果から、当日の積算気温が予測できればそれぞれの排水区における融雪水量が予測できることになる。積算気温の算出は前記の観測例では自記温度計の読みから行なったが、他に当日の日最高気温および日最低気温を用いて積算気温を求める方法を境が提案している⁽⁷⁴⁾。この方法によると積算気温($^{\circ}\text{C}\cdot\text{時}$)は次式で求めることができる。(式の誘導は註参照)

$$D = \xi (\theta_{max} - \theta_{min}) \quad (2-18)$$

$$m = \theta_{max} / (\theta_{max} - \theta_{min}) \quad (2-19)$$

ここで ξ は m によって定まる値が表-2.1で示されている。
 θ_{max} および θ_{min} はそれぞれその日の最高気温と最低気温に
 なる。この式は当日の最低気温と翌日の最低気温とがほぼ等し
 いとして求めたものであり、実際には多少の差がある。従っ
 てこの差を取り除くために計算に用いる最低気温としては当
 日のものと翌日のものと、平均値をとればよい。ただし予測
 を行なう場合には前日のものを用いるか、或は天気予報によ
 る予測値を用いるしかない。この方法によって表-1.5に示
 した期間の積算気温を求め、実測したものと比較したものが図
 -2.17である。図の両者は非常によい相関を示し、実用上充
 分な精度で融雪水量の予測に使用することができる。

註：境は気温が1日の変化を $\theta = \theta_{min} \exp(-\alpha t^2)$ なる式で近
 似的に表わされるとした。ここで t は最低気温発生時
 からの経過時間である。我国では一般に最高気温は最低
 気温より7~8時間おくれでおこるからこれを7時間と
 し、(最高-最低)の気温差を $\Delta\theta$ とすれば $\theta = 0.2355 \Delta\theta \exp(-\frac{t^2}{70})$
 となる。この式から 0°C 以上の積算気温は
 $D = \int_{t_1}^{t_2} \theta dt = (\Delta\theta - \theta_{min})(t_2 - t_1)$ と求められるが、 t_1 は気温
 上昇時に 0°C となつた時間、 t_2 は気温下降時に 0°C とな
 った時間である。積分式をとくとつぎのようになる。

$$D = \left\{ \frac{n}{2x} (e^{-xt_1^2} - e^{-xt_2^2}) - (1-m)(t_2 - t_1) \right\} \Delta \theta$$

$$= \xi \Delta \theta$$

表 - 2.4 m に対する ξ の値

m	.00	.02	.04	.06	.08
.0	.0	.0	.1	.1	.2
.1	.3	.4	.5	.6	.7
.2	.9	1.0	1.1	1.3	1.5
.3	1.6	1.8	1.9	2.1	2.3
.4	2.5	2.7	2.9	3.1	3.3
.5	3.6	3.8	4.0	4.2	4.5
.6	4.7	5.0	5.3	5.5	5.8
.7	6.1	6.4	6.6	6.9	7.3
.8	7.6	7.9	8.3	8.6	9.0
.9	9.4	9.8	10.2	10.6	11.0
1.0	11.5	12.0	12.5	13.0	13.4
1.1	13.9	14.4	14.9	15.3	15.8
1.2	16.3	16.8	17.3	17.7	18.2
1.3	18.7	19.2	19.7	20.1	20.6
1.4	21.1	21.6	22.0	22.5	23.0
1.5	23.5	23.9	24.4	24.9	25.3
1.6	25.7	26.3	26.8	27.3	27.8
1.7	28.3	28.7	29.2	29.7	30.2
1.8	30.7	31.1	31.6	32.1	32.6
1.9	33.1	33.5	34.0	34.5	35.0

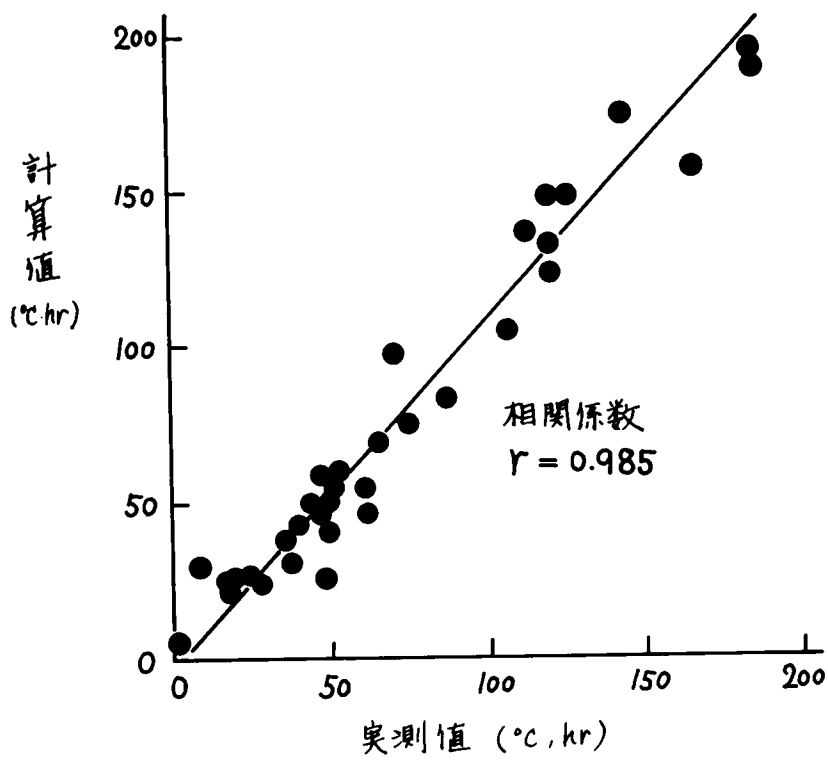


図-2.17 積算気温の実測値と計算値

4-2 水温および下水水質に及ぼす影響

融雪水が下水管へ流入すると下水の水質はかなり大きな影響を受ける。前節でみてきたように、厳寒期の下水の温度はおおむね地下水の温度に近いものとなり変動は少ない。これに対して融雪が盛んに起る時期には 0°C に近い融雪水が下水管への流入により、下水温度の低下や時間変動が大きくなっていく。真駒内下水処理場の流入下水（生下水）の水温の変化と流入下水量の变化を示した図-2-18にもこの様子が認められる。分流式下水道の汚水についてであるが、雨天時に下水量が增加すると同様に、融雪期には流入量が大きく変動し、水温も低下している。この水温低下は4月になって融雪が終了してしまっただけと思われる時期になってもなかなか回復しない。これは地中温度が低下したためである。

融雪水が下水全量中に占める割合が多くなる（晴天時汚水量の2倍以上、融雪水が流れこくことは珍らしくない）と、それだけ下水温度の低下量もふえる。前項で示した創成川排水区における観測値を整理し、融雪水の占める割合(%)と下水温度との関係を示したものが図-2-19である。融雪水の割

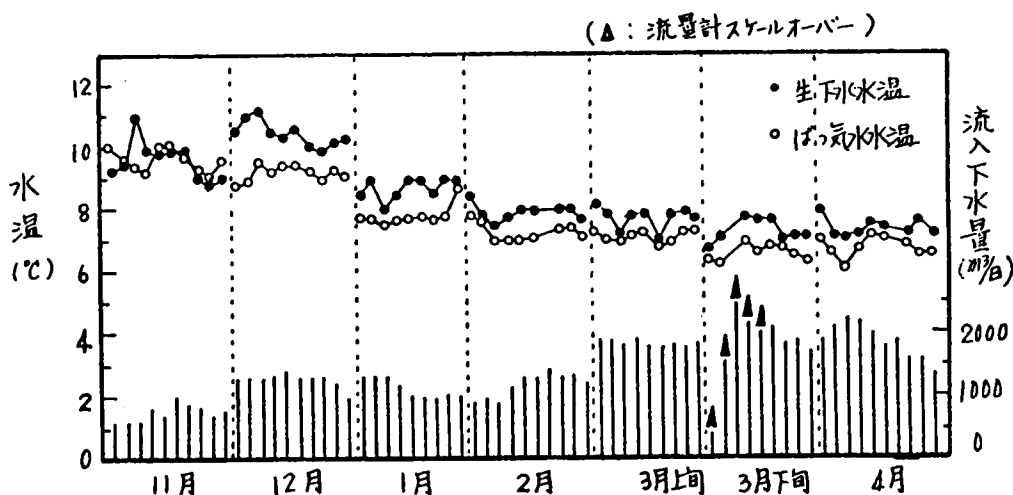


図-2.18 真駒内下水処理場流入水量及び水温変化(昭37~昭38)

合と水温低下量が比例していることがわかる。

これに対し融雪水のみと考えるとよい真駒内排水区の雨水管での観測値について1日のうちでの時間変化をみたのが図-2.20である。融雪水の流出量は日中気温の上昇する12~16時に多くなり、それに従って水温が低くなる。融雪水が特に多量に流出した昭和43年3月20日、26日の2回の記録と、融雪水の少なかった同月17日の記録とを対比させてある。それぞれの日の測定値を右上の記号別の丸印であらわした。日中の気温上昇のみでわずかに融雪のおこった最初の3月17日は水温が最低2°Cにまで下がっている。これに対して流出の多か

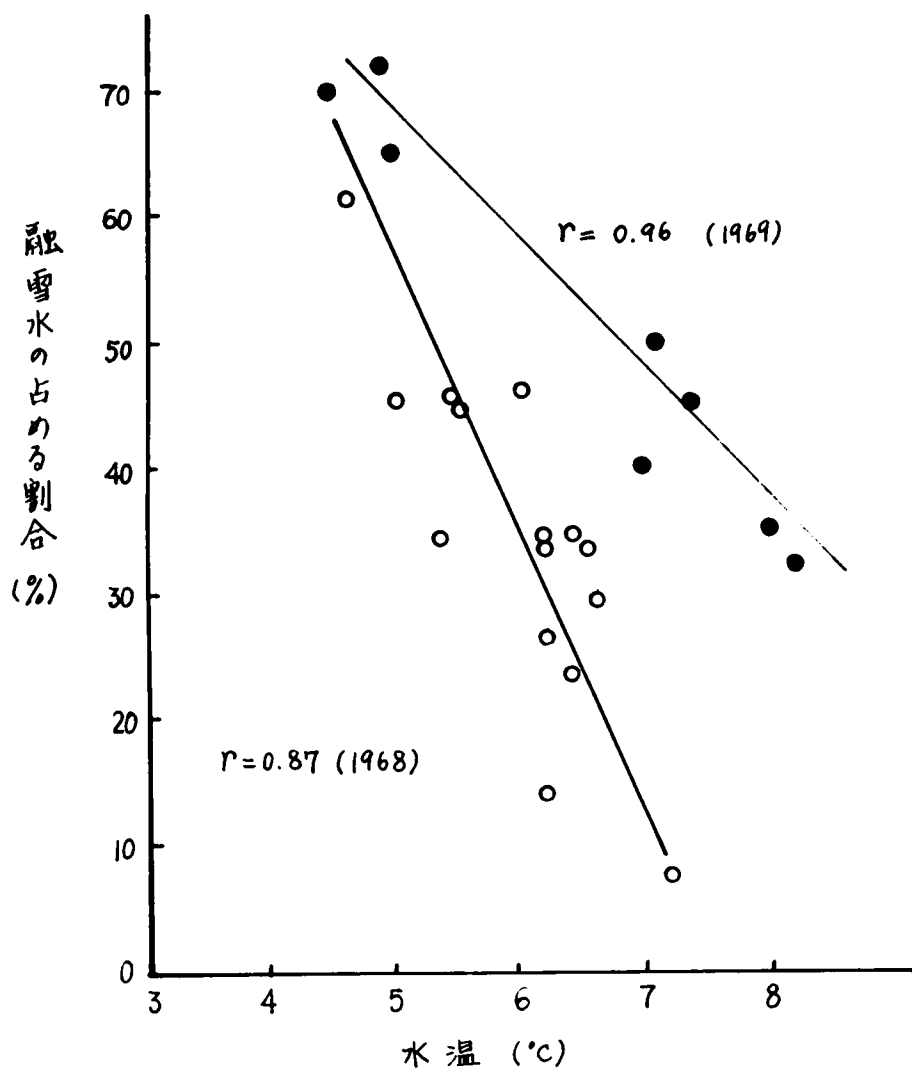


図-2.19 下水中に融雪水が占める割合と水温の関係
(創成川排水区)

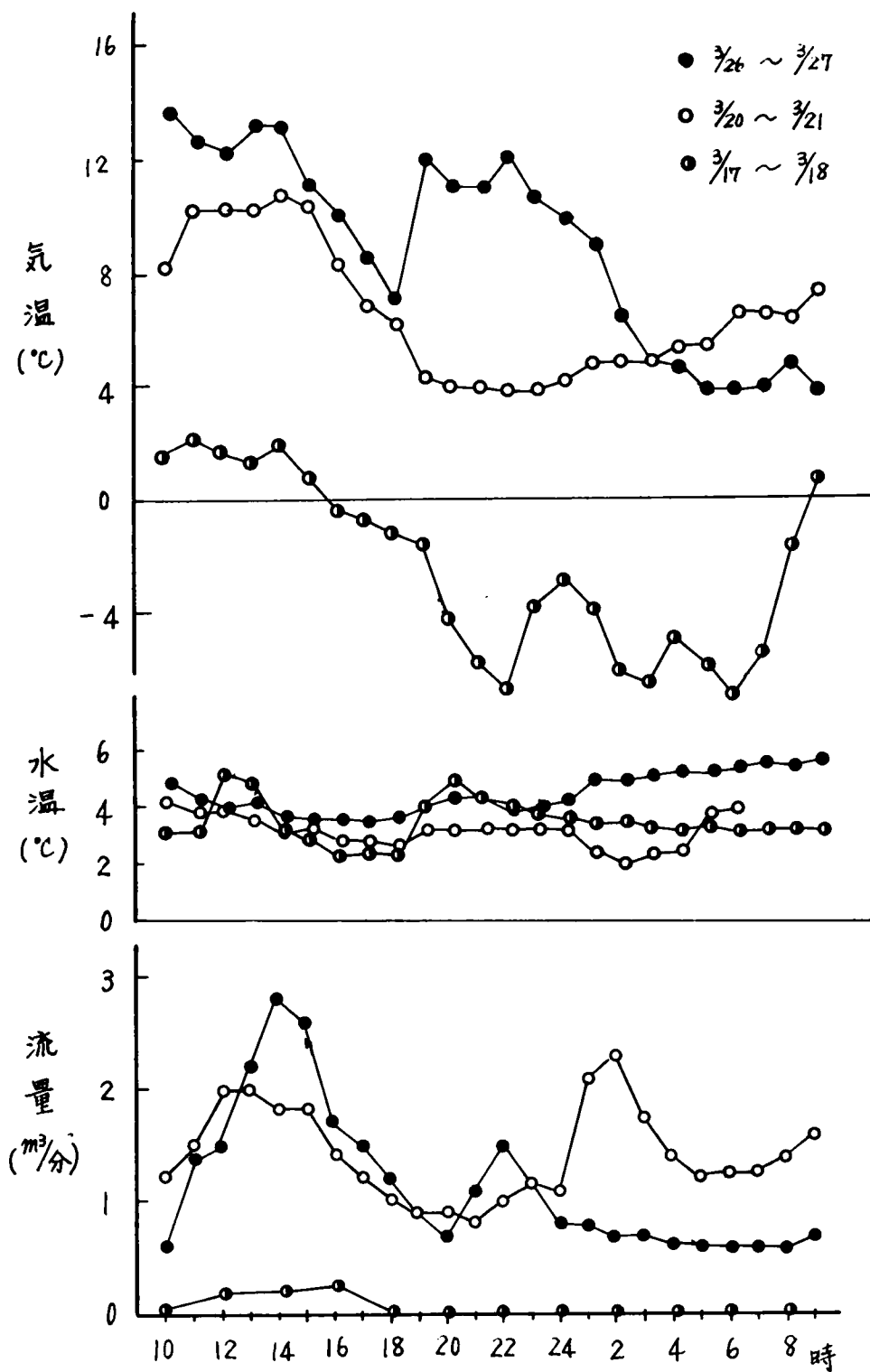


図-2.20 真駒内排水区の融雪水時間観測

った20日、26日では最低3℃と幾分高い。この様に真駒内排水区については図-2.19にみられたような融雪水の割合と水温の低下量の相関はみられない。合流式の場合と分流式雨水管の場合の大きな違いであると共に、分流式雨水管が川岸に大きな開口部をもち、外気が容易に疎通しうるため、水量の少ないときに冷却され易いという条件も含まれるからである。

この真駒内排水区の雨水管吐き口において昭和44年3月17日および26日に融雪水の水質を調べたものが図-2.21a および図-2.21b である。浮遊物質濃度と融雪水量とは直接的な相関はみられない。雨天時下水の浮遊物濃度と下水流量の^(注)関係のように、融雪の時期や前回の流出との間隔、路面の汚れ方は各種の要因が影響しているであろう。

融雪水と共に流下する浮遊物中の有機性物質含量を知るために浮遊物によるCOD濃度($K_2Cr_2O_7$ 法)を測定したものが図-2.21b である。浮遊物質と同じく3月17日と3月26日の2事象で相関関係は大きく異なるが、これも融雪水量の多いときにはCODが高くなる傾向があり、融雪水自体の地表での汚染と下水管内に堆積した汚濁物掃流の両者がこうした関係

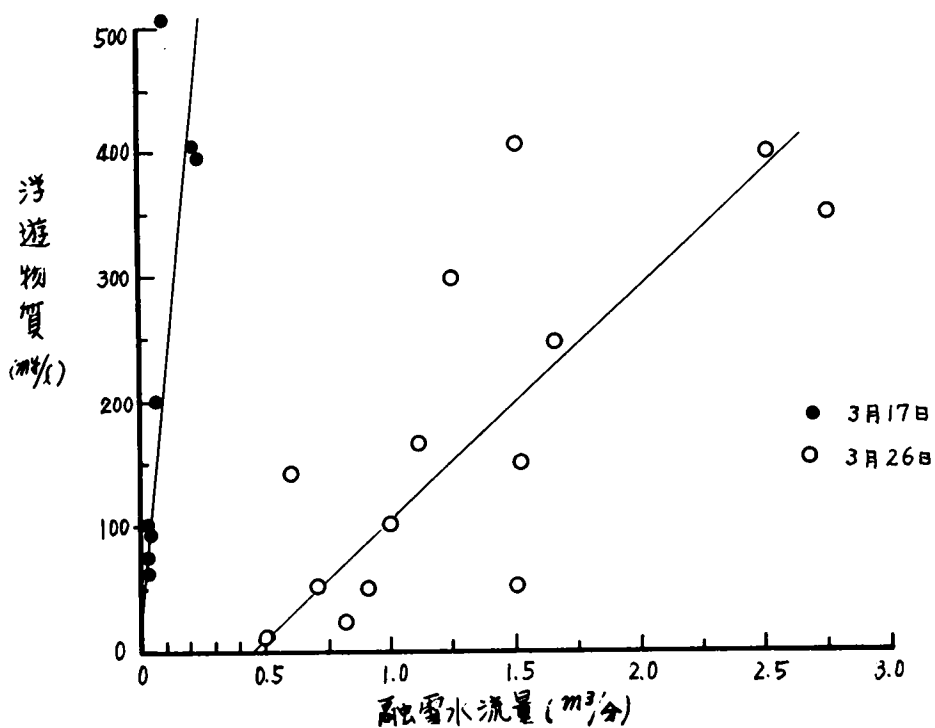


図-2.21a 融雪水流量と浮遊物質濃度

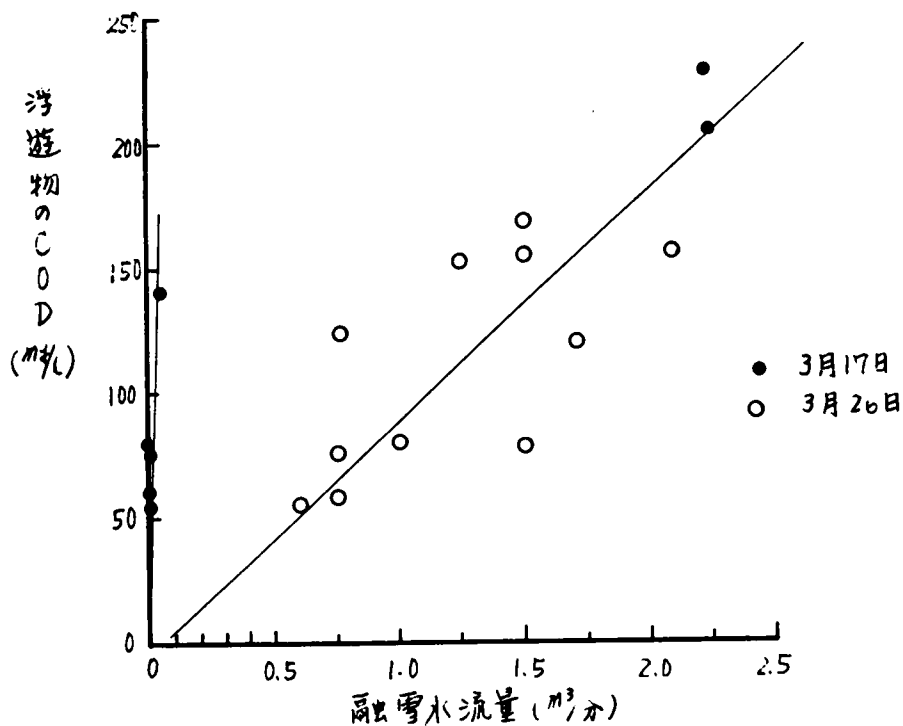


図-2.21b 融雪水流量と浮遊物COD

をつくり出していると思われる。いずれにしても融雪水の増加は下水流量を増大と共に、多くの場合汚濁負荷も加算させる効果をもつことばこの調査結果から判明した。

合流式の創成川排水区の場合は融雪水の割合が大きくなる時に浮遊物質や浮遊物質中の有機物濃度が大となる。この関係を図-2-22 に示した。合流式の場合でも融雪水によって下水流量が増え、浮遊物および浮遊物によるCODが増加していることが明らかに示されている。浮遊物濃度は創成川排水区の場合は最大、 500 mg/l にも達しており、真駒内排水区の最大 $500 \sim 600 \text{ mg/l}$ より大きい。また融雪の初期には浮遊物の流出が多い。

その他の水質項目については図-2-23 から図-2-30までに示したが、これらは真駒内排水区雨水管吐き口において昭和40年の3月に採水したものである。流量を測定しなかったため水温との関係でプロットした。この場合は水温の低い方が融雪水量が多いと断定し難いが、塩素イオンおよび硝酸窒素成分は水温が低いほど濃度が増加し、特に pH、4.5アルカリ度、亜硝酸窒素に顕著である。逆に塩素イオンや硝酸窒素

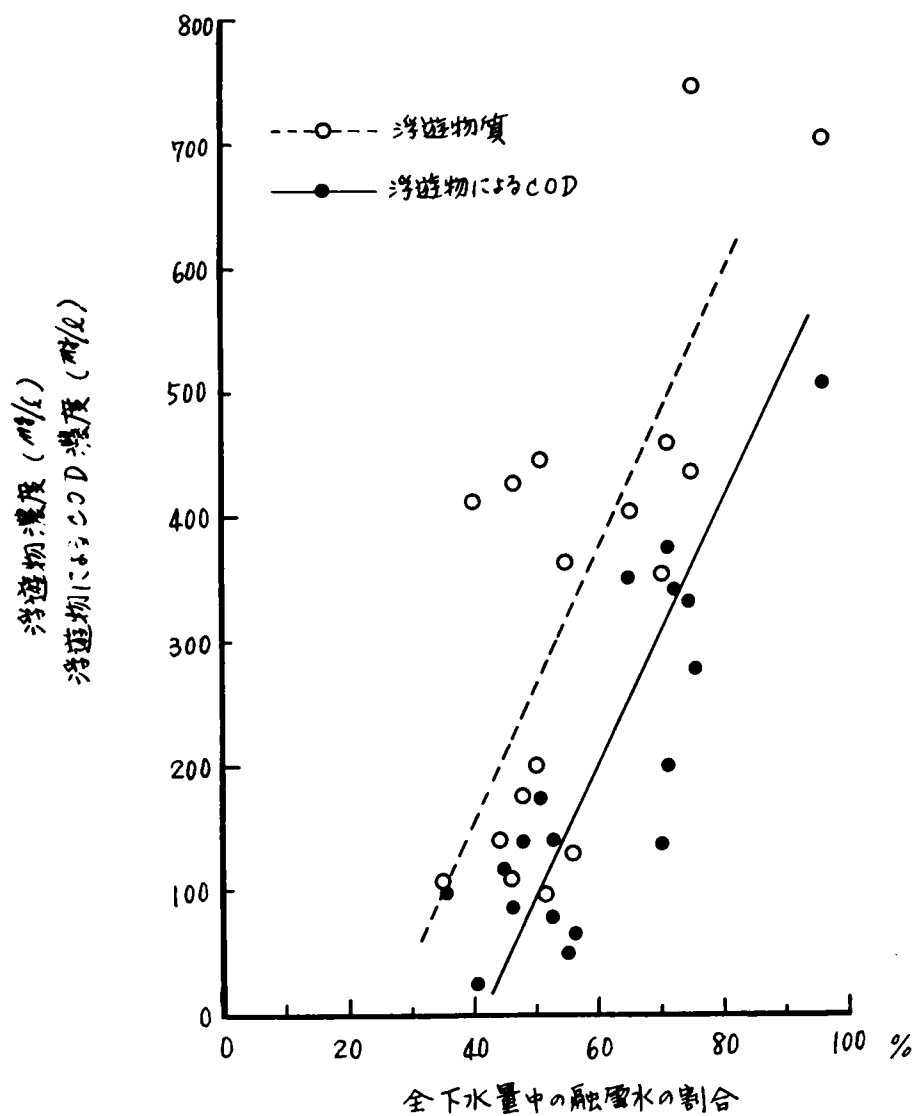


図-2-22 融雪水の流出量と融雪水中の浮遊物
および浮遊物によるCOD濃度

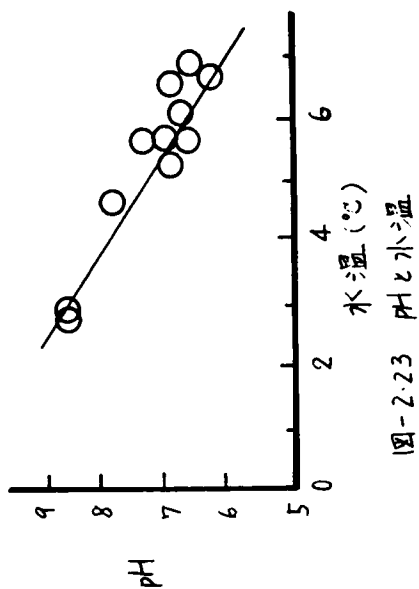


図-2.23 pHと水温

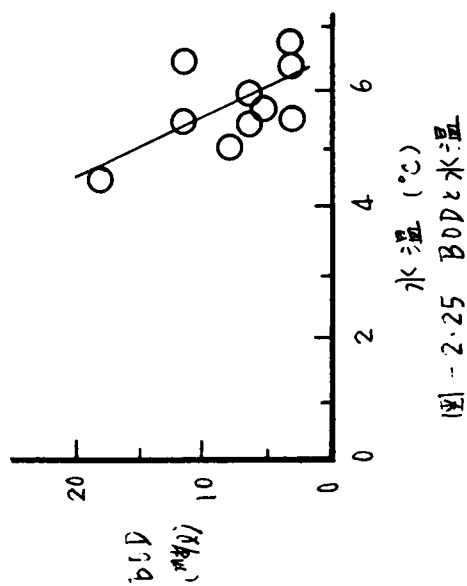


図-2.25 BODと水温

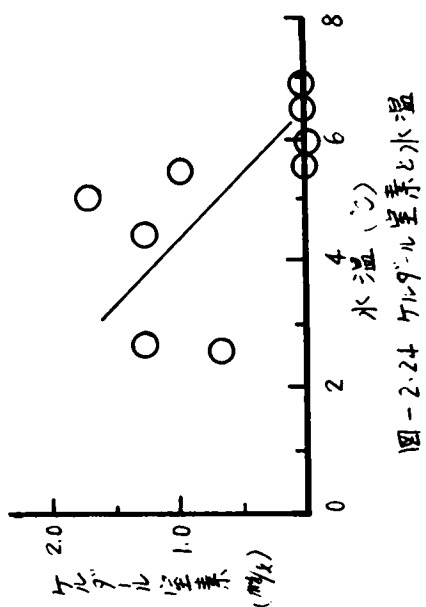


図-2.24 ケルダール窒素と水温

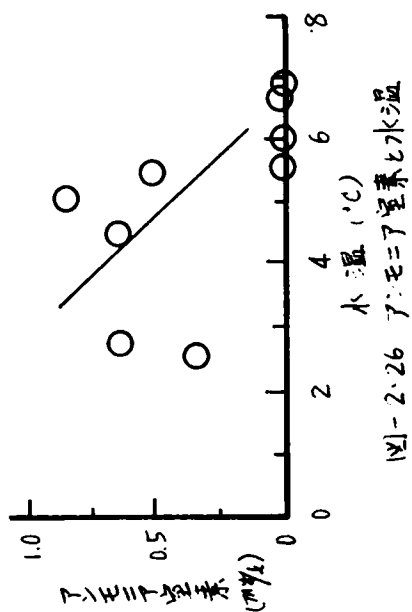


図-2.26 アモニア窒素と水温

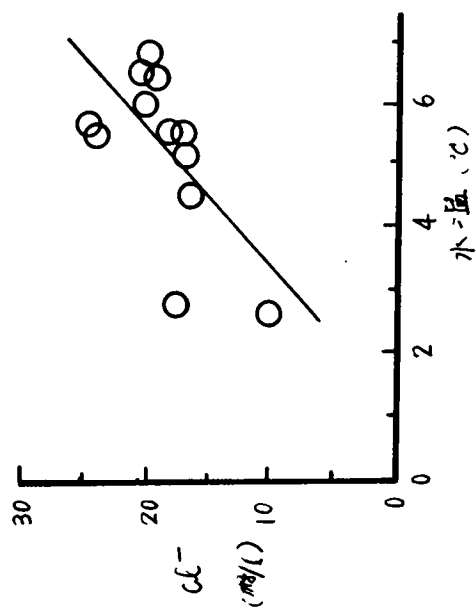


図-2.28 塩素1本と水温

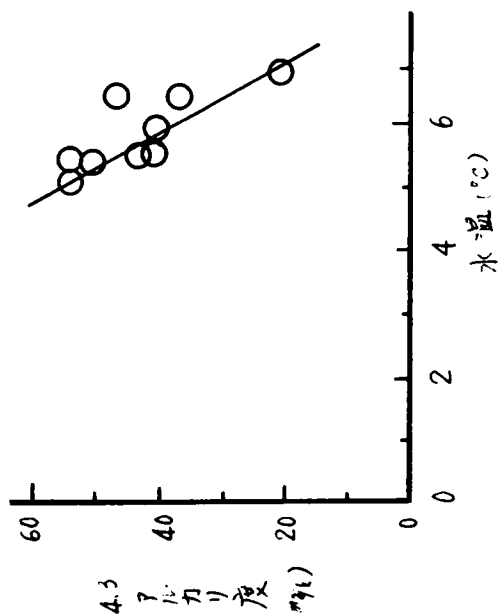


図-2.30 4.3 pHと水温

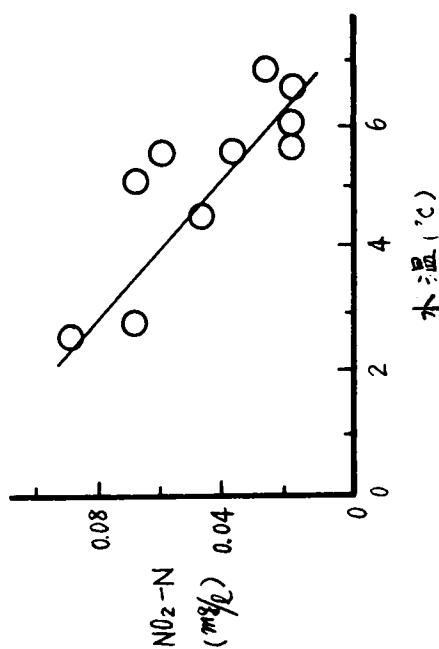


図-2.27 重硝酸窒素と水温

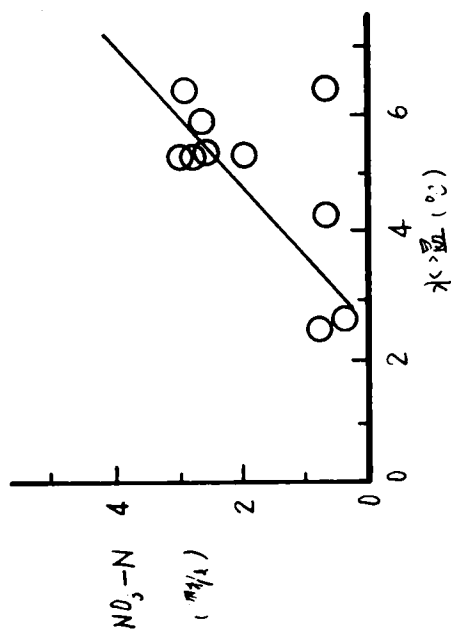


図-2.29 硝酸窒素と水温

は水温の低い時ほど低濃度となり、水量の増加により希釈されたことを予想させる。

pHを除くとこれらの水質項目の変動範囲は小さく、処理に影響を与えるほどではない。pHは2回のデーターが8.6と異常に高くなった。この原因は不明である。

以上の結果をとりまとめると 下水管への融雪水の流入量が多くなると下水の温度はその流入量に応じて低下する。また流量の増加に伴って浮遊物質や浮遊物質によるCODも増加する。こうした点は寒冷地の下水処理場における融雪期の処理効率を低下させる要因となるため、何等かの対策が必要である。

4-3 下水温度維持のための融雪水対策

下水管渠における融雪水の流入は下水量の増大とともに下水温度を低下させ、処理場における生物化学的浄化作用に悪影響をおよぼすことが明らかになったが、しかるべきの影響をできるだけ防止するためにはどのような方策があるかを考えてみたい。ただし処理場内での処理操作に関しては次章

にゆずり、ここでは特に下水管渠に関する部分について検討してみよう。

融雪水が下水管渠に流入する経路としてはつぎのようなものがある。

(i) 建物の屋根 → 雨ドイヌはルーフ・ドレン → 私設排水管 → 下水管

(ii) 路面および地表 → 道路側溝 → 雨水くす → 下水管 下水渠

(iii) 路面 → 道路上湛水 → 人孔フタ → 下水管(雨水管 汚水管)

(iv) 地表融雪 → 地中浸透 → 地下水 → 下水管浸入

これらの経路を考える上で、排除方式が分流式である場合と合流式である場合とで幾分対策に差が生じてくる。合流式の場合は上記の4経路すべてを通して融雪水は下水管路に入ってくる。このうち(i)はかたより気温の低い場合にも屋内の暖房用の熱が屋根面へ伝わり、少量ずつの融雪水を生ぜしめる。特に近時多くなつた高層建築物、屋上に堆積した雪はすべてこの経路を通り、降雪後比較的短時間で流れ去ってしまう。また、一般住宅にも屋根の積雪を軒毛から落下させず、屋根

の上で融解させて排水する工法（スノー・ダクト方式）、採用例が多くあった。しかしこうした屋根上での融雪は、気温上昇や降雨による融雪にくらべて比較的徐々に行はわれるので、下水管内に入ってきて一度に下水量を増大させることは少ない。分流式であれば、この排水は雨水管へ連結させるので処理下水量を増加させることはないはずである。

(ii)については合流式であれば、この経路による融雪水を防ぐ方法はない。融雪水の流入量を減小させるには雨水マスへの流入を妨げるか、別途に融雪水を流すしかない。実際には雨水マス上の堆雪やマス内の凍結のため、融雪水が流れ込まない場所も時々つくが、そのような状態になっているのは下水道本来の目的に合致しない。努めて路面排水をよくするように、雨水マス上の雪や氷を排除（努力がなされなければならぬ）。そうして良好な管理が行はわれるほどこの(ii)の経路による融雪水は、排水区域内の路面およびその周辺からの全量をおろすものとなるであろう。

つぎに(iii)の人孔フタを通しての流入は合流式、分流式を問わず人孔の宿命ともいえるものがある。即ち人孔フタには通

気用および取手用の孔が複数個設けられる。この孔と、鉄ボ
 ヲ周囲の隙間から融雪水は容易に浸入する。特に人孔が車
 道中心線からわずかにずれて設けられている場合には融雪
 水の浸入が多くなる。これは車道を除雪によって車道両脇に
 堆雪した後、日中の融雪と夜間の路面凍結が繰り返されたとき
 道路側溝や雨水マスへの融雪水の流路が氷でふさがれ、車道
 上に滞水するほどになり、人孔フタも水没状態となり、フタ
 の通気孔や隙間から益々に融雪水が下水管へ流入する。汚水

管への融
 雪水の浸
 入経路の
 大部分が
 これであ
 る。道路
 上の滞水
 を避ける
 ために、孔
 径市等

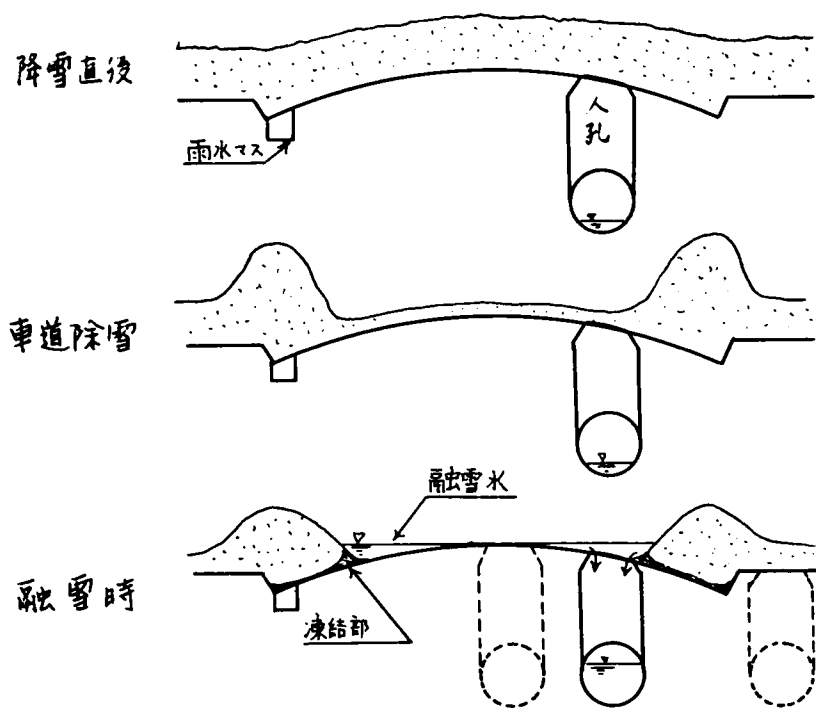


図 - 2.31 道路上の堆雪と融雪水

は側溝に沿って車道の端を幅0.5~1mにわたってロードヒーティングをほどこしたり、雨水マスから横断方向に車道中心に向い同様の融雪対策をほどこし、路面の排水をよくする試みがいっしょに行われている。また、自動車の通行によって汚れた融雪水をはね飛ばさないうようにするため、道路の横断面形を凸形から逆に凹形に変更し、道路中心線側に雨水マスを取付けることも試みられている。いずれも車道舗装表面の湛水を防ぐには効果があるが、路面上を流下する融雪水が人孔ノタの隙間から浸入するのを防ぐことはできない。

(iv)の地中へ浸透する融雪水は、地表が舗装されている所では少ないが、それだけ地下水位が上昇を少なくし、従って下水管への浸入量を減少させる。ただし、排水区域のうち屋根や舗装面に覆われている面積の割合が少ないときには、庭、田、裸地、緑地、公園、運動場などの土の露出している所から融雪水は充分に浸透しうるので、この地下水浸入量を防ぐためには、下水管の埋設時に継手の施工を完全に行ない、継手から漏水（又は地下水浸入）をなくすることと、下水管が地盤沈下や路面上の動荷重によって局部的な応力をうけ、亀

裂や継手部のコンクリートにクラックを生ぜしめることのないように、下水管の据置き前に充分強固な基礎工を行なっておくことが必要である。

以上の融雪水対策を取りまとめると、まず分流式を採用することによって雨水マスを經由して浸入する融雪水を排除することができ、また人孔から浸入する融雪水のうち雨水管へ入るものは雨水と同様の取扱いができるので、汚水管系への融雪水を減少させることができる。つぎに人孔の位置を歩道の上、または車道横断面形状のうち可能な限り高い位置に選び、融雪水の流入を防ぐ。こうした配慮は合流式、分流式の両方とも必要なことである。配管中心線が希望の位置を通らない場合には、人孔用ウエルを偏心させて設置する方法もある。最後に、融雪水対策のみでなく、地下水浸入量を減らす目的で、下水管継手を完全に仕上げ、並びに下水管理設に当たっての基礎工の強化が有効である。

上記の対策は天然の気象状態によつて起る融雪の影響を極力減少させようとするものであるが、近時、積雪寒冷地において、人為的な消雪対策、あるいは融雪対策が種々行なわれ

るようになってきた。例えば地下水や海水を道路に散水して雪をとかしてしまう方法、舗装面下に加熱用電線や温水管を配置して雪をとかす方法（いわゆるロードヒーティング）、除雪した後に路側の堆雪を融雪機（スノーメルター）や消雪溝でとくってしまう方法、屋根に積った雪を電熱線でとくする方法など、種々の設備が普及するようになった。そのために降雪後、比較的短時間のうちに融雪が始り、下水道への流入が激る。こうした人為的な融雪のうち道路で散水消雪は直接下水量の増加につなぐ、分流式として雨水管へ排水する場合には処理場へ影響は少ないが、合流式の場合には新しい問題を発生させる。第一に融雪水量以上に下水量の増加をきたし、その上に融雪後の下水が 0°C 近い水温になること、第二には海水を利用する場合に、散水を行っている時間帯だけ下水の塩分濃度が上がることである。いずれの場合にも下水処理にとって好ましくない作用を及ぼす。従って道路の散水消雪に当っては合流式の区域を避けるべきである。その他の融雪設備は現在のところ実施面積が増加しつつあるとはいえず、未だ道路面積に比べても問題にはなっていない。

札幌市におけるロードヒー

ティング面積の増加の実績
を示したが図-2.32^(a)で
ある。この場合加温用電力
として $250 \sim 300 \text{ W/m}^2$ を用い
ているので、これを 300 W/m^2
として予測すれば、昭和50
年度に創成川排水区におい
て $67,700 \text{ m}^2$ となり、この発
生熱量を求めると、

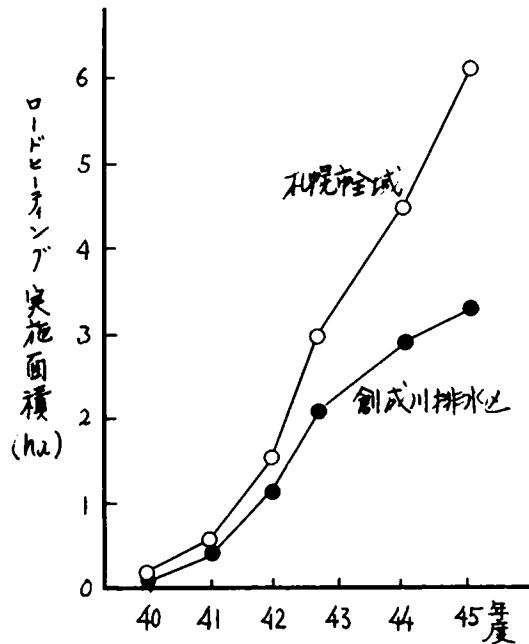


図-2.32 札幌市ロードヒーティング実施面積

$$0.234 (\text{kcal/sec./kw}) \times 300 (\text{W/m}^2) \times 67,700 (\text{m}^2) = 4,860 \text{ kcal/sec.}$$

この熱量が定常的に地表に供給され、すべてが 0°C の雪をと
かしたとすれば、下水量の増加はつぎのように15%。

$$4,860 (\text{kcal/sec.}) \div 79.7 (\text{cal/g}) = 61 \text{ kg/sec.} \div 220 \text{ m}^3/\text{時}$$

創成川排水区の晴天時下水量は前述の通り日中で $3,500 \text{ m}^3$ 程度
度であり、ロードヒーティングによる増加は約1%にすぎな
い。ただし夜間も通電して融雪が促されること、夜間の平均
下水流量 $2,000 \text{ m}^3/\text{時}$ に対して融雪水量は10%程度になり、下水

温を約1℃低下させることになる。この他に定置式、あるいは移動式の人ノーマルターも、現在ところその能力を合計しても問題になる量の融雪水をつくり出すことはない。ただ、今後はおこした人為的な融雪設備が増加していく場合には、その設備から発生した融雪水を安易に下水管へ排水するのでない、下水流量を考慮して もし下水流量の20%をこえるようであれば、別途に河川等へ放流することを考えねばならない。

第5節 処理場内における熱損失

第3節では排出された下水が下水処理場に到達するまでに、どのような温度変化をうけるかを検討し、第4節では融雪時の下水温度低下について考察を加えた。このような経路をへてきた下水がさらに処理場の内部で種々の浄化操作をうけている間にも、寒冷な気象にさらされる場合には下水はさらに温度を低下してゆく。この節ではこうした下水処理場内での下水の熱損失が、どのような条件のときにどの程度の量になるかを調べ、熱損失をおこさせないためには如何にすべきかを考える基礎的な考察を行なってみたい。ただ、本節においても熱損失に関する精密な理論的考察は熱工学的研究によいせ、ここでは主として実用面からみた下水の熱損失の概要をみるに止めることとする。幸い各地の処理場を利用して実際にどの程度の熱損失があったかを測定値はかなり集積されたので、それらの資料を解析しながら考察を進めてゆくことにした。

5-1 開水面からの熱損失

下水処理場では沈砂池、最初沈殿池、ばっ気槽および最後沈殿池と、いずれも開水面をもった装置がたがひ、寒冷な時期にはそこから熱を失うことが多い。逆に、寒冷な時期でも、たとえば太陽からの放射による熱供給もあるため、実質の熱損失がどうなるかは個々の事例につき、それぞれの環境条件で検討してやる必要がある。

一般に開水面での熱収支に関しては表-2.10のような現象の総和を考えればよい。

表-2.10 開水面からの熱収支

水温を暖める過程	水温を冷やす過程
① 太陽・天空からの放射伝熱	① 水面からの放射伝熱
② 大気からの対流伝熱	② 空中への対流伝熱
③ 凝結	③ 蒸発
④ 水面への温水加入など	④ 水面へ落下した雪の融解
	⑤ 水面への冷水噴射

これらの過程はすでに種々分野で研究が進められている。従って、ここではこれらの成果をかりて損失熱量を求める計算式を紹介するに止める。

表-2.10に中、各番号のそれぞれに対してある程度のひろが

りをもつ水面を考えた場合に，単位面積からの熱の移動量
($\text{kcal}/\text{m}^2 \cdot \text{hr}$) は次式であらわれされ，その結果として，損失熱量
 Q_L は単位水面積より

$$Q_L = (Q_b + Q'_h + Q'_e + Q_{sm} + Q'_{ur}) - (Q_s + Q_h + Q_e + Q_w) \quad (2-20)$$

となる。ここで

(入熱量)

$$\textcircled{1} Q_s = Q'_s (1 - \gamma)$$

$$\textcircled{2} Q_h = h_c (\theta_a - \theta_w)$$

$$\textcircled{3} Q_e = 0.576 \times 10^6 S_w W_c$$

$$\textcircled{4} Q_w = C_w S_w W_a \times 10^3 (\theta_h - \theta_w)$$

(記号の説明)

Q'_s : 水面に対する太陽・天空からの熱放射量 ($\text{kcal}/\text{m}^2 \cdot \text{hr}$)

γ : 反射率

h_c : 対流伝熱係数

θ_a : 大気温度 ($^{\circ}\text{K}$)

θ_w : 水面の温度 ($^{\circ}\text{K}$)

θ_h : 水面へ加えられる温水の温度 ($^{\circ}\text{K}$)

W_c : 水面へ凝結する水量 ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hr}$)

W_a : 水面へ加えられる水量 ($\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{hr}$)

$C_w S_w$: 下水の比熱 \times 密度

(出熱量)

$$\textcircled{1}' Q_b = \alpha \theta_w^4 (0.56 - 0.72 \sqrt{e_a}) (0.1 + 0.72)^{(93)}$$

$$\textcircled{2}' Q'_h = h'_c (\theta_w - \theta_a)^{(97)}$$

$$\textcircled{3}' Q'_e = k (e_w - e_a)$$

$$\textcircled{4}' Q_{sm} = 90 \times S$$

$$\textcircled{5}' Q'_{ur} = C_w S_w W_a \times 10^3 (\theta_w - \theta_c)$$

α : Stefan 定数 ($4.87 \times 10^{-8} \text{kcal}/\text{m}^2 \cdot \text{hr} \cdot ^{\circ}\text{K}^4$)

Δ : 日照率 = 日照時間 / 日照可能時間

h'_c : 同左 = $7.17 (0.28 + 2.27 \sqrt{e_a})^{(97)}$ ($\text{kcal}/\text{m}^2 \cdot \text{hr} \cdot ^{\circ}\text{K}$)

e_a : 水面付近の平均水蒸気圧 (mm Hg)

e_w : 水温に対する最大水蒸気圧 (mm Hg)

θ_c : 水面へ加えられる冷水の温度 ($^{\circ}\text{K}$)

S : 落下する雪の量 ($\text{t}/\text{m}^2 \cdot \text{hr}$)

V : 平均風速 (m/sec)

k : 潜熱伝達係数

これらの式は湖沼などに対して、比較的長時間の平均的な値として求められたものが多いので、より厳密な理論的な取扱いをすべきであるかも知れない。従って、下水処理場やラグーンなど広い水面の問題に限定すれば式(2-20)で熱損失量は求められるであろう。

これらの式の中で雪による影響は④の式で表わされている。降雪として上からの雪の投入と、「地吹雪」による横からの雪の落ち込みの二つがある。

降水量に換算して 10 mm/時 の降雪があれば、水面でその雪がとけるために、 1 m^2 当り $79.7 \text{ kcal/m}^2 \times 10,000 \text{ g/m}^2/\text{時} = 797 \text{ kcal/m}^2/\text{時}$ の熱量を失うことになる。わが国各地の時間当り降雪量に就いては実用できる測定記録が得られないので、降雨量の記録から推定するしかない。気温と大気中の水分保有量との関係から考えて一般に時間当りの降雪量は降雨量の記録をこえることはないと考えられるので、わが国の積雪地で最高記録である飯田市の時間最大降雪 (80 mm/時 , 1962.85の記録)⁽¹⁵⁾ に等しい降雪があったとすれば、この雪による熱損失は $6.376 \text{ kcal/m}^2/\text{時}$ に達し、水深3mの場合、平均化すると約 $2^\circ/\text{時}$

の温度低下となる。この値は前述の放射 対流伝熱や蒸発による熱損失のすべての和より大きいものとなる。

さらに、積雪後に低温の風が強い場合には、雪面の雪粒子が風により跳躍し、雪面の雪粒子に衝突し、次第により散逸して、いわゆる地吹雪の現象がおこる。下水処理場の沈澱池は、気槽が開水面を露出していれば、その部分より積雪面が高い場合にはとくに、この地吹雪による横からの雪の加入が多くなる。地吹雪にめぐる雪の移動量は風の強さと雪面からの雪の状態によって、平坦な面ではある程度予測することが可能かも知れないが、雪面より一段と低く、ななめに水面へ落下する場合にはかなりの量となるものと思われ、このために水温が低下する場合に上からの降雪よりも大きい影響を及ぼす可能性がある。④は特に水面に対する消泡水の噴射や上屋天井からの結露水の落下等があるが、消泡水による影響は水量減が比較的大きいので無視できない。

沈澱池のような極めて緩やかな流動しかたの水面では、前記の対流伝熱係数は幾分小さい値となり、水面からの熱損失も小さくなる。表-2.10右側の④から③までの合計を

Q_0 (kcal/m²/時) で表わし、開水面全体での損失熱量を Q_a (kcal/hr) とすれば流入側から流出側まであまり大きな温度差がないから、 $Q_a \doteq Q_0 A$ となる。一方、沈澱池の水面積負荷を S_L とすれば $S_L = q_i / A$ 、ここで q_i は沈澱池への流入量 (m³/時) であらわされる。また沈澱池での水面からの冷却による温度変化を $\Delta \theta_s$ とすれば

$$\Delta \theta_s = \frac{Q_a}{C_w S_w q_i} = \frac{Q_0 A}{C_w S_w A S_L} = \frac{Q_0}{C_w S_w S_L}$$

$C_w \times S_w \doteq 1000$ kcal/m³ であるから

$$\Delta \theta_s (^{\circ}\text{C}) = \frac{Q_0 \text{ (kcal/m}^2\text{/時)}}{1000 \times S_L \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/時)}} = \frac{Q_0 \text{ (kcal/m}^2\text{/時)}}{41.7 S_L \text{ (m}^3\text{/m}^2\text{/日)}}$$

となる。即ち水面積負荷を小さくすれば外部の状態が同じならば沈澱池での水温低下は大きくなることとわかる。

5-2 ばう気槽における損失熱量の計算

沈澱池にくらべてばう気槽では空気吹込みや表面攪拌のために槽内で下水が乱れは入る。従ってばう気槽水面からの熱損失は静穏な沈澱池にくらべてより大きくなる。さらに散気式、ばう気法を使用している時には吹込み空気の温度が影響する。また水面攪拌型のばう気方式を採用している場合は水面から飛散する水滴、表面が放熱面積を増大させる役割を果たす。これら、冷却効果については従来理論的に検討は行われていたことがなかった。

ばう気を行なう場合には気液界面の大きさが酸素溶解速度を決める重要な因子であり、一方熱損失についても同様に界面の広さが関係する。対流伝熱による損失熱量をあらわす式としてほさきの表-2.10中の②と同じであるが、 h として気泡による（又は表面攪拌による）液側の乱れの効果を加味したものと、さらに伝熱面積 A として、気泡に飛散する水滴によって増加する部分を加える必要がある。気泡ばう気による場合には、気泡内の空気温度と槽の水面と大気温度とが異なっている、が普通であるから、ばう気槽全体からの対流伝熱に

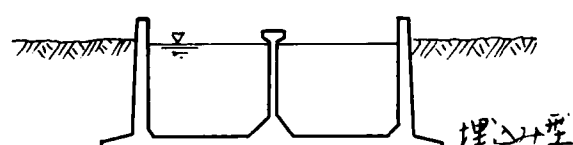
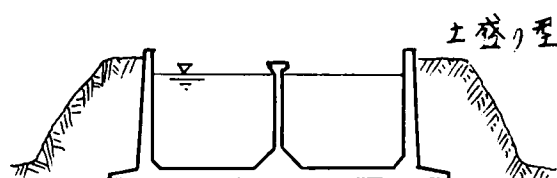
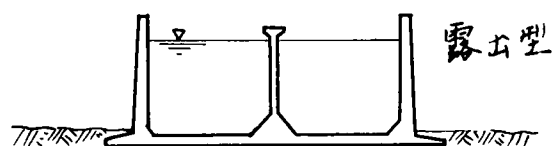
よる熱損失総量 Q_a はつぎのように表わされる。

$$Q_a = h'c_1 A_1 (\theta_w - \theta_a) + h'c_2 A_2 (\theta_w - \theta_a')$$

ここで A_1 A_2 はそれぞれ、気槽の水面積、気泡の総表面積、 $h'c_1$ $h'c_2$ はそれぞれ、気槽水面での、気泡の気液界面での対流伝熱係数、 T_i は気泡内の空気温度である。気泡径が小さいときには $\theta_a' \approx \theta_w$ となり右辺第2項は無視しうることとなる。逆に $\theta_a' > \theta_w$ のときは気泡によって加温されることになるが、その場合には θ_a' としては一応気泡が発生してから水面で消滅するまでの平均空気温度を用いることとなり、加温効果としてはどれほど大きくはない。

ばう気槽での放射伝熱と蒸発は前項で検討した通りであるが、ただ、ばう気槽水面が多量の泡によって覆われている場合には放射、蒸発のみではなく、対流伝熱も妨げられ、あたかも保温材料で包まれたような状態になる。実際にこのような状態を北海道名寄市にある天塩川製紙工場、廃水処理用ばう気槽⁽⁷⁾を観測した。このばう気槽は羽根車による表面ばう気機を12基よっているが、そのために水面を厚さ約60cmの泡がおおい、わざわざばう気機、羽根車が泡の上から認められる程度

であった。しかしこの多量の泥のために保温されて、外気温が -30°C のときでさえも槽内混合液は入口側 15°C 、出口で 14°C とほとんど変わっていない。



雪による影響について

は沈澱池よりも広い水面積を有しているため、より大量の雪の落下を受ける。従って降雪や地吹雪による水温低下は沈澱池よりも大きいものとなる。

さらにばう気槽に限らず、各種の水槽類、側壁および槽底面からの熱損失がある。鉄筋コンクリート製（まれには銅板製もあるが）のタンクが地上に露出して建設されているか、あるいは地下に埋め込まれた状態にあるか、あるいは又、側壁に土盛りをしているかによってコンクリート槽壁からの熱損失は異なる。一般にこうした槽壁からの損失熱量 $Q_{\text{壁}}$ は槽壁および周囲の土を通じての総括伝熱係数を用いて与えられる。

が、ようにならわされる。

$$\text{(露出型)} \quad Q_{ab} = U_s A_s (\theta_w - \theta_a) + U_b A_b (\theta_w - \theta_E) \quad (2-21)$$

$$\text{(土盛り型)} \quad Q_{ab} = U'_s A_s (\theta_w - \theta_a) + U_b A_b (\theta_w - \theta_E) \quad (2-22)$$

$$\text{(埋込み型)} \quad Q_{ab} = (U_s A_s + U_b A_b) (\theta_w - \theta_E) \quad (2-23)$$

ここで U_s : 側壁を通しての総括伝熱係数

U'_s : (側壁 + 平均土盛り厚さ)を通しての総括伝熱係数

U_b : 底スラブおよび基礎工を通しての総括伝熱係数

A_s : 伝熱にあずかる槽側壁総面積

A_b : 底スラブ総面積

θ_w : 槽内平均水温

θ_a : 外気温

θ_E : もととの地中温度

土盛り型の水槽は平均土盛り厚さを用いているのは、土盛りを行なう場合に法面の安定のため、伝熱にあずかる土の層の厚さが上部では薄く、下部ではかなりの厚さとなるのが普通であるので、計算の取扱いを簡単にするため上部と下部、平均厚さの土層を側壁の外側に加えた状態で考えたからである。

また、この場合、側壁から伝熱は外気に対してのみではなく、土盛りの下部から地中へも行はわれるが、それを無視してい

る。総括伝熱係数 α 値は、内部、下水、流動速度が小さいう
でこの場合つぎのようにして近似時に求められる。

$$\frac{1}{U_s} = \frac{1}{h_d} + \frac{1}{L_c/\lambda_c} + \frac{1}{L_E/\lambda_E} \quad (2-24)$$

ここで $1/h_d$: 槽内壁に付着した汚物による伝熱抵抗 ($m^2 \cdot hr \cdot ^\circ K$)

λ_c : コンクリートの熱伝導率 ($hr \cdot m / m^2 \cdot ^\circ K$)

λ_E : 土の λ ()

L_c : コンクリート壁の厚さ (m)

L_E : 土盛り、平均厚さ (m)

ただし U_s については主として地中での伝熱速度が問題となる
ため、地中の温度勾配と λ_E によって定まってくる。

熱伝導率 λ の値は使われている材料およびそこで、乾湿の
状態によって表-2.11のような値となり、保温の必要がある
場合にはこの値の小さい材料を選ぶことになる。また $1/h_d$ の
値は特に汚物が厚くこびりついているような壁面（たとえば
汚泥濃縮槽のような）ではない限り無視してよからう（0.0001の
オーダー⁽⁷⁷⁾）。消泡槽のように内部の液を加熱する場合に関し
ては莊等の研究⁽⁸¹⁾⁽⁸²⁾があるが、ばう気槽のように水温の低い場
合に関しては検討されたことがない。最も不利と思われる露

出型について、側壁

からの熱損失を求め

てみよう。コンクリ

ート壁の厚さ 25 cm,

$\lambda_c = 1.9 \text{ kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot ^\circ\text{C}$,

下水の温度 12°C , 外

気温 -18°C とすれば

側壁 1 m^2 当りの熱損

失 Q_{ws} は

$$\frac{1}{U_s} = 0.001 + \frac{1.9}{0.25} = 7.6$$

表-2.11 種々な材料の熱伝導率 λ

材 料	$\lambda \text{ (Kcal/m} \cdot \text{hr} \cdot ^\circ\text{C)}$	
空 気	0.02 (乾)	(湿)
コンクリート	1.0 ~ 1.3	1.3 ~ 1.4
セメントモルタル	0.47	1.2 ~ 1.3
軽量コンクリート	0.38 ~ 0.50	0.57 ~ 0.73
軽量ブロック	0.40 ~ 0.45	0.39 ~ 0.41
レンガ	0.62	0.24 ~ 0.55
石炭ガラ	0.40	
火山礫	0.16	
砂		0.20 ~ 0.46
砂質土壌	0.71	
乾いた土		1.2 ~ 1.5
湿った土	1.3 ~ 2.0	
石 綿	0.13 ~ 0.14	
雪		0.13 ~ 0.55
氷		1.9
水	0.5 ~ 0.6	0.52

$$Q_{ws} = \left(\frac{1}{7.6}\right) (1) [12 - (-18)] = 3.3 \text{ Kcal/m}^2 \cdot \text{hr}$$

となり、単位面積の水面からの熱損失量にくらべれば極めて

少ない。しかし側壁の面積が大きくなればそれだけ熱損失総

量は大きくなる。

5-3 実施設による下水温度低下量の測定

以上の計算値が実施設での下水温度の低下をどの程度正確

にあらわれているが、また生物学的処理に影響をおよぼすほどの水温低下を示すものかを確かめるため、実際に運転されている下水処理場での実測値をもとにして検討を行った。

北海道内の下水処理場は、その計画、設計の時点以前2項で述べたような下水からの熱損失があることが予想されたため、北海道ではじめて建設された本格的な下水処理場である札幌市真駒内下水処理場（昭和36年4月運転開始、当時は北海道宮真駒内団地下水処理場と称した）をはじめとして、既に建設されている下水処理場はほとんど水槽類が上屋内に納められているが、あるいは覆蓋をほどこしてある。ただ昭和31年4月供用開始した室蘭市蘭西処理場は最初沈殿池および高速エアレーション沈殿池が露天に設けられている。また北海道第1号の前記真駒内下水処理場のば、気槽は水面より約 $\frac{2}{3}$ が無蓋で、必要の場合にはここに板を覆いをするところである構造になっていた。（図-2.33）この処理場は昭和46年5月をもって廃止されたが、その直前の昭和45年12月から46年3月までの期間を利用して覆蓋や上屋のある場合と無蓋の場合、さらに一部露出の場合と3つの条件をつくり、水温の変動

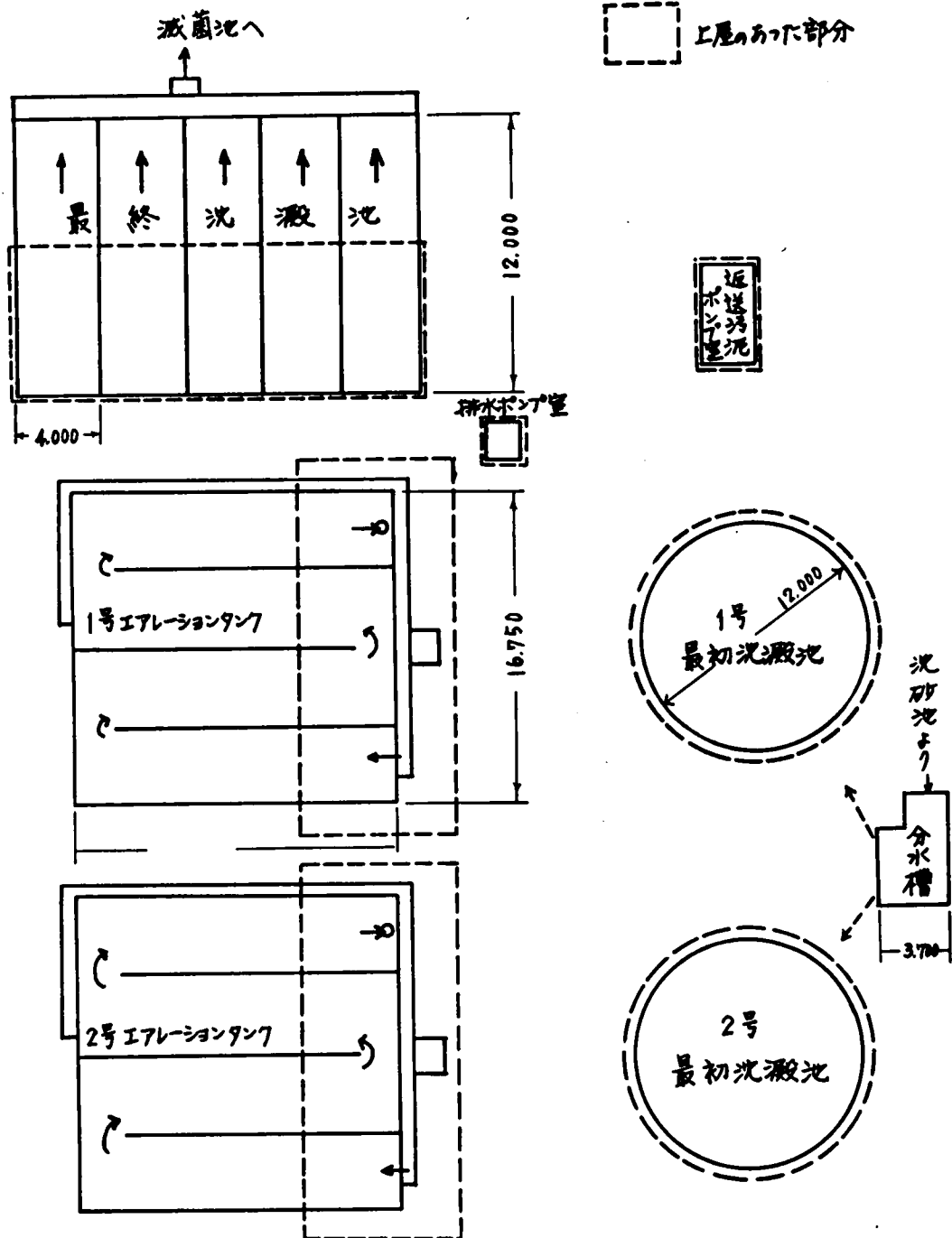


図-2.33 札幌市真駒内下水処理場平面図
(主要部分のみ)

とそれによる下水処理効果に及ぼす影響を調べてみた。

この処理場の概要は表-2.12の通りで、試験期間中の運転状況(処理指針)は図-2.34のようであった。試験期間中は3期にわけられ、それを表-2.13に示した。第1期は従来行なっていたようにばう気槽の3分の1の水面が外気に露出している状態、第2期はこのばう気槽、露出水面を建築工事足場用、鉄パイプ、コンクリート型枠用パネル および防水シートを用いて完全にカバーし、寒風や降雪による影響を取除いた最良の保温状態、第3期はできるだけ水面を露出させるにり、最後沈殿池の後半にある鉄筋コンクリート製スラブの覆いだけを残し、上屋の全部を取りこわした状態で厳寒期の処理成績を調べた。

表-2.12 真駒内下水処理場概要

(昭和45年(2月現在))

処理面積	184.6ハ79-ル
処理人口	14,629人
処理汚水量	一日平均 4,000 m ³ /日
処理方法	標準活性汚泥法
沉砂池	6.3 m ³ × 2池 (1池予備)
最初沈殿池	220 m ³ × 2池 (1池非常時使用) 1.4時間滞留
エレーション	810 m ³ × 2池 7.3時間滞留
最後沈殿池	112 m ³ × 5池 3.5時間滞留
汚泥消化槽	664 m ³ × 1槽

表-2.13 試験期間

真駒内下水処理場の試験期間

第 1 期	昭和45年12月17日より	従来のまゝの期間
第 2 期	昭和45年12月20日より 昭和46年 1月25日まで	全施設完全覆蓋の期間
第 3 期	昭和46年 1月26日より 昭和46年 3月15日まで	大部分上屋および覆蓋撤去の期間

流入下水の温度は午前10時の定時観測によると図-2.35に示すとおり12月中旬より次第に低下し、12月末には8~9℃と下がったが以後はあまり大きい変化はない。これに対してば、気槽流出水の水温を各試験期間ごとに比較してみると、第1期では流入下水に比して0.5℃程度低くなっている。第2期では流入下水よりも約1℃高い。第3期では流入下水よりも低くなり方が第1期よりも大きくなっている。この期間の気温の変化を水温変化の下に示したが、第2期にくらべて第3期では極端に寒くなった日が少ない。定時観測の値のみでは各試験期間の違いが明瞭ではないので、各期間ごとに24時間観測を行ない、処理場内各所の水温を調べてみた。その結果が図-2.36、2.37、2.38である。初沈流入水と初沈流出水の

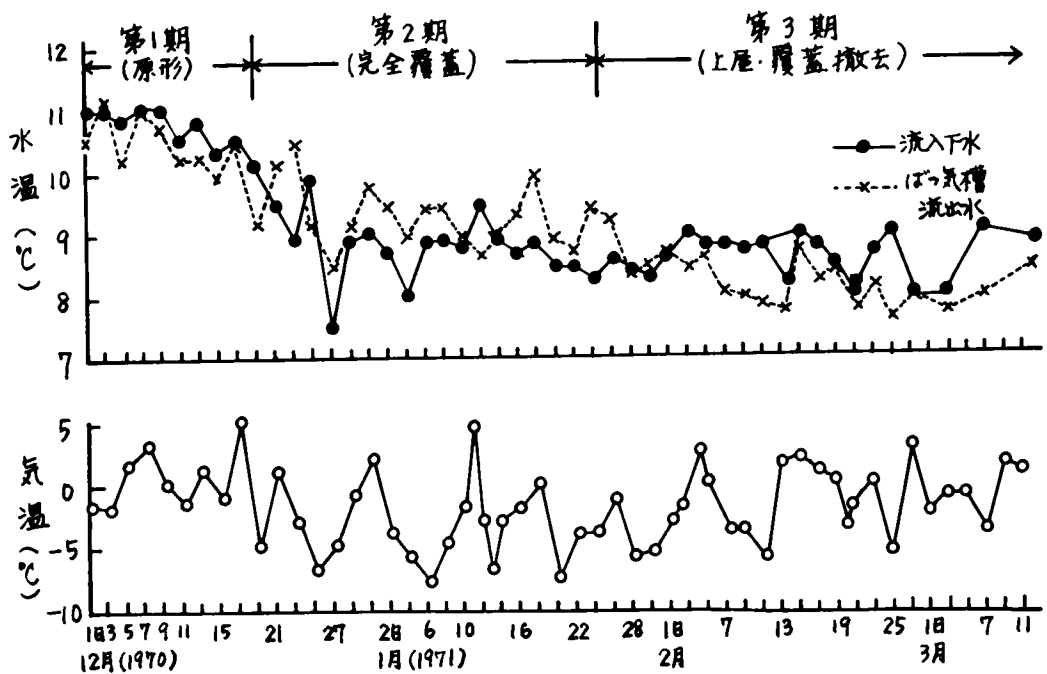


図-2.35 奥島内下水処理場の気温および水温変化 (A.M. 10:00)

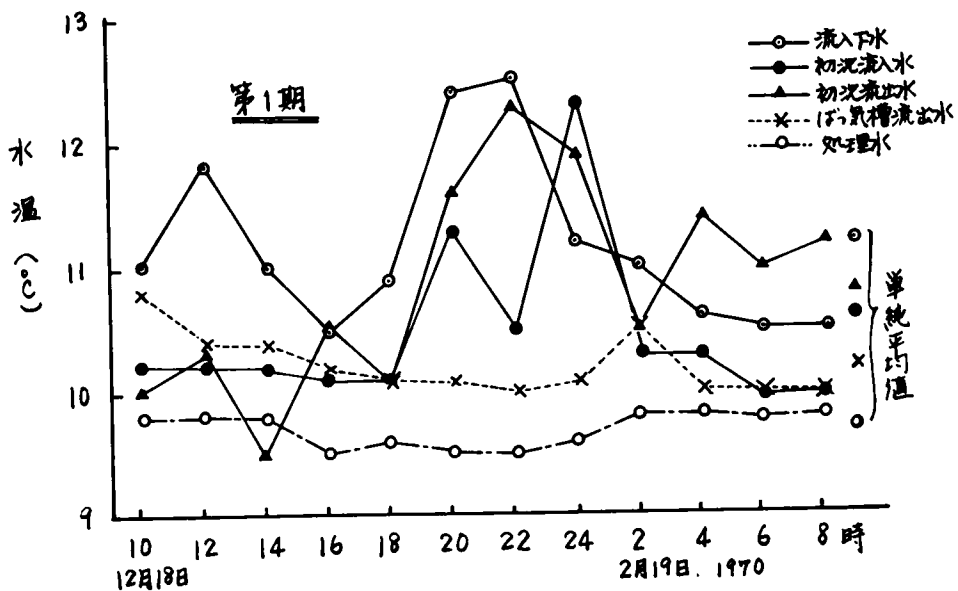


図-2.36 第1期の処理場各個所における24時間水温変化 (昭和45年12月18日~19日)

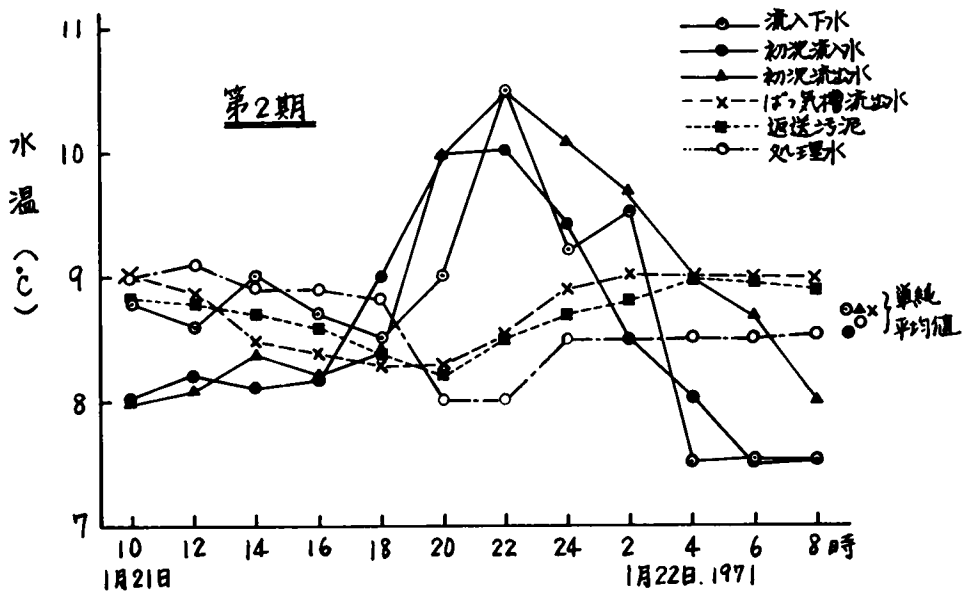


図-2.37 処理場内24時間水温变化 (46年1月21日~22日)

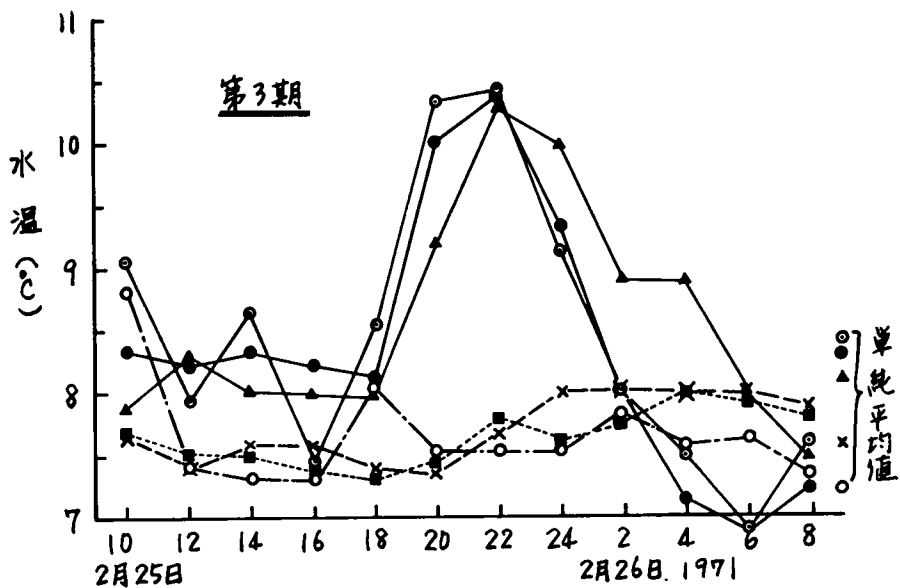


図-2.38 処理場内24時間水温变化 (46年2月25日~26日)

温度変化は各期とも同じ傾向を示しているが、最初沈澱池での温度は単純平均値が第1期と第3期では 0.2°C の低下を示し、第2期には逆に 0.2°C の上昇となっている。従って完全に覆蓋のある場合と無蓋の時とでは 4°C の差が生じた。

つぎに初沈流出水とばう気槽流出水の温度変化を比較すると、単純平均値では第2期では両者に差がみられないが、第1期では 0.6°C 、第3期では 0.5°C だけばう気槽での温度低下を示している。しかもばう気槽内では縦方向の混合作用があるため、初沈流出水にみられた大きな温度変化がばう気槽流出水ではきわめてゆるやかに変化となり初沈流出水の温度が低下する時間帯についてみると、無蓋にした第3期ではばう気槽流出水が初沈流出水より 0.5°C 低いうに、第2期では逆に 0.5°C 高くとなっている。従って無蓋の時期と有蓋の時期とでは水温の低下する時間帯が相対的に 1°C の水温差が生じていることになる。第1期では第2期と第3期との中間の状態となっている。また、図-2.39および図-2.40は第2期(有蓋)と第3期(無蓋)とをばう気槽内の入口部、中央部、出口部の24時間の水温変化を示したものである。下流になるにつれ

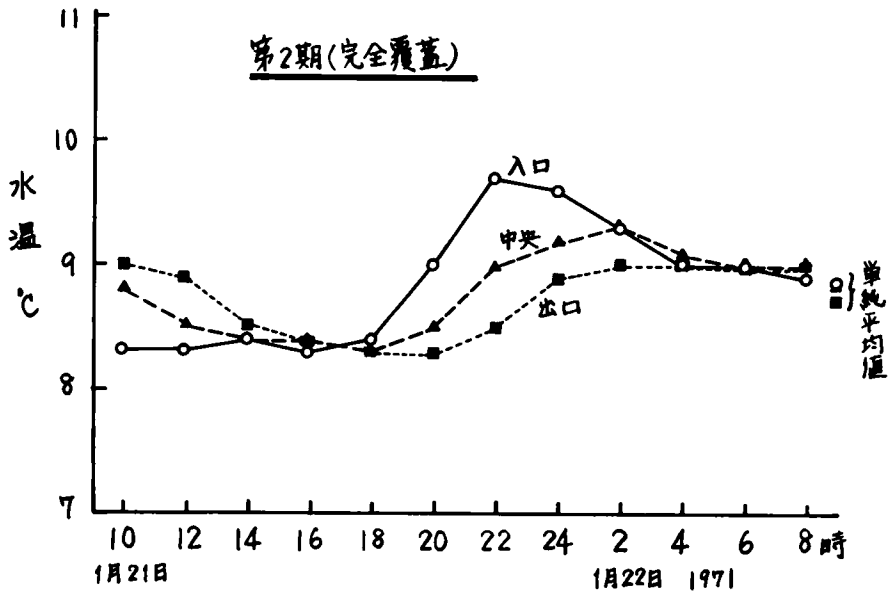


図-2:39 エアレーションタンク内の水温変化(第2期)

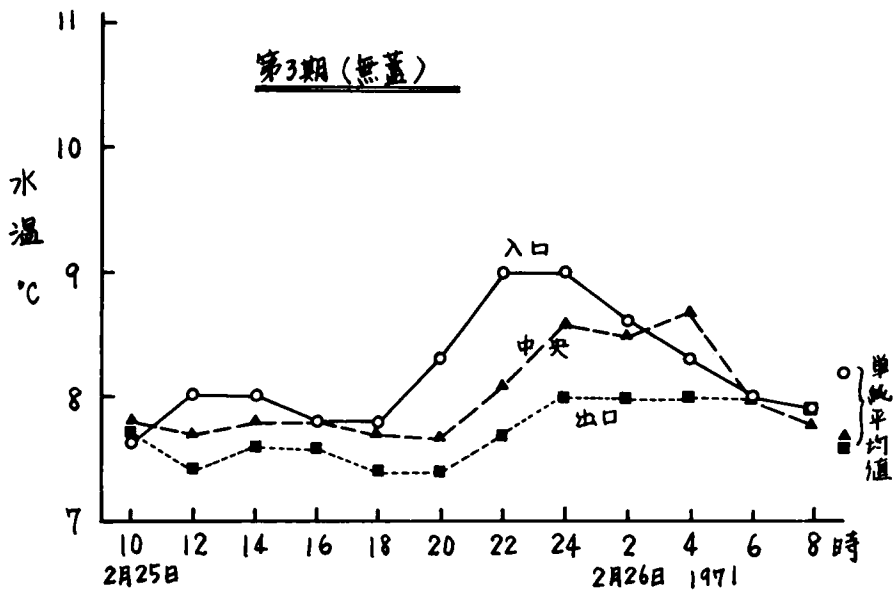


図-2:40 エアレーションタンク内の水温変化(第3期)

て水温曲線の山がくずれており、前述の傾向がはっきりしている。また第3期では出口に近づくほど水温が全般に低下していることもわかる。

ばう気槽流出水と処理水（最終沈殿池流出水）との間の水温変化から最終沈殿池での温度低下の様子をみると、第2期ではばう気槽での水温の時間変化がそのままおくれであられているだけで、処理水の平均値はばう気槽流出水とほぼ等しい。これに対して第1期、第3期では 0.4°C の温度低下を示している。完全に無蓋にして寒風にさらした場合にはさらに温度が低下したであろう。

前述の熱損失の計算式を用いて実測の条件で損失熱量を求めてみると表-2.14のようになり結果となった。全体として計算値がやや大きい値を出しているが、計算条件をかなり危険側に設定したに因るであろう。風のある場合（計算例では 6 m/sec を仮定）には上屋をとると上屋のある場合、約4倍の熱損失をうけることがわかる。処理場の入口から出口までの水温低下はこの場合でも 2.5°C 程度であり、数値の上からはそれ程大きくはない。

表-2.14 真駒内下水処理場における下水からの熱損失

	条 件	水面からの損失 (kcal/m ² ・hr)	損失熱量(kcal/hr)		総損失熱量 (kcal/hr)	水温低下(℃)	
			水面より	側壁底面より		計算値	実測値
最初 沈 池 376.8 m ²	上屋あり AT=-3.9℃ RAT=+4.0℃ WT=+8.6℃ Q=322 m ³ /hr	① ~ 0 ② 22.0 ③ 45.5	14,924	15,543	30,467	-0.095	+0.2
	上屋なし AT=-8.8℃ WT=+8.2℃ Q=320 (V=6 m/sec)	① 128.1 ② 81.4 (358.0) ③ 115.6	71,890 (133,096)	21,138	93,028 (154,234)	-0.21 (-0.48)	-0.2
ば つ 気 槽 514 m ²	上屋あり AT=-3.9 RAT=+5.0 WT=+8.7 Q=322	① ~ 0 ② 17.7 ③ 37.8 ④ ~ 90	79,152	61,705	140,857	-0.44	0
	上屋なし AT=-8.8 WT=+8.0 Q=320 (V=6.0)	① 158.2 ② 80.4 (353.8) ③ 113.3 ④ ~ 90	240,394 (381,123)	82,272	322,272 (471,315)	-1.00 (-1.47)	-0.5
最終 沈 池 280 m ²	上屋あり AT=-3.9 RAT=+5.0 WT=+8.7 Q=322	① ~ 0 ② 17.7 ③ 37.8	15,543	17,297	32,845	-0.10	-0.1
	上屋なし AT=-8.8 WT=+7.6 Q=320 (V=6.0)	① 157.3 ② 78.5 (345.4) ③ 104.1	96,172 (171,304)	22,514	119,086 (193,818)	-0.37 (-0.60)	-0.4
合 計	上屋あり				204,169	-0.63	-0.1
	上屋なし 無風 (風速6 m/sec)				534,780 (814,447)	-1.07 (-2.56)	-1.2

① ~ ⑤ 表-2.10の番号による。番号が1ないものは無視した。

AT:気温, RAT:屋内気温, WT:下水温度 Q:流量 V:風速
()内は風のある場合

水温の維持にはこのように上屋、あるいは覆蓋がある程度の役割を果たしていることが実証されたが、同時にこれらの期間ごとの処理成績をみたのが図-2.41(透視度)および図-2.42(BOD)である。無蓋になると第3期には処理水の透視度がかなり悪化している。また処理水のBODも完全覆蓋、第2期には50 mg/l前後で安定していたのに、無蓋になると第3期には80 mg/l前後とかなり悪化し、しかも濃度が大きく変化している。しかしこの期間も処理水中の溶解性のBOD濃度は第2期とあまり変わっていないことが処理水(汙液)の試験結果から知ることが出来る。要するに、水温の低下により、有機性汚染物の除去率が悪化していたことがわかる。

以上は真駒内下水処理場での実験例であるが、他の下水処理場での測定結果をみても、下水処理場内での水温低下は、上屋がある場合には冬季間もおおむね2~3℃の範囲で、散気式のばう気槽では、保温が充分に行なわれている場合には逆に1~2℃、水温上昇が認められる場合が多い。

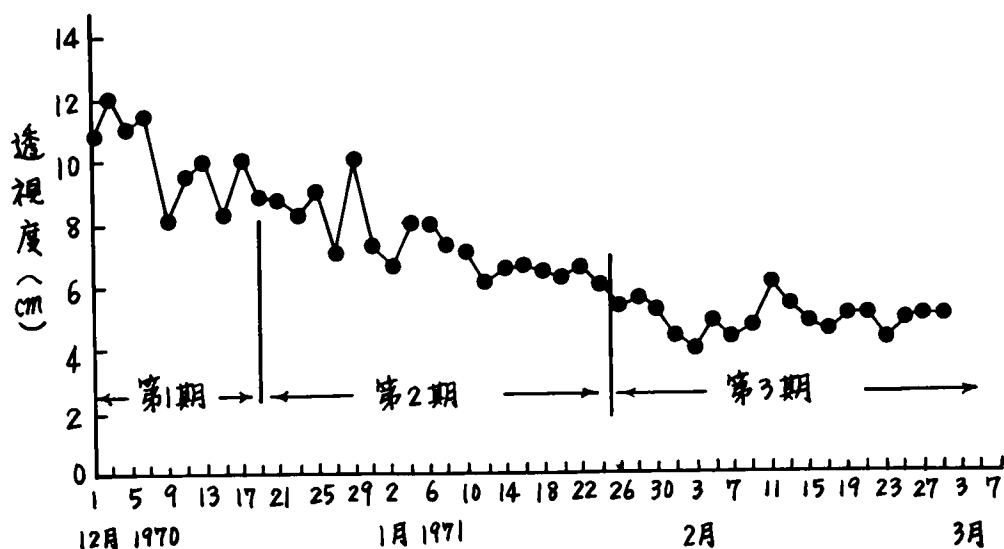


図-2.41 真駒内下水処理場の処理水透視度 (AM10:00)

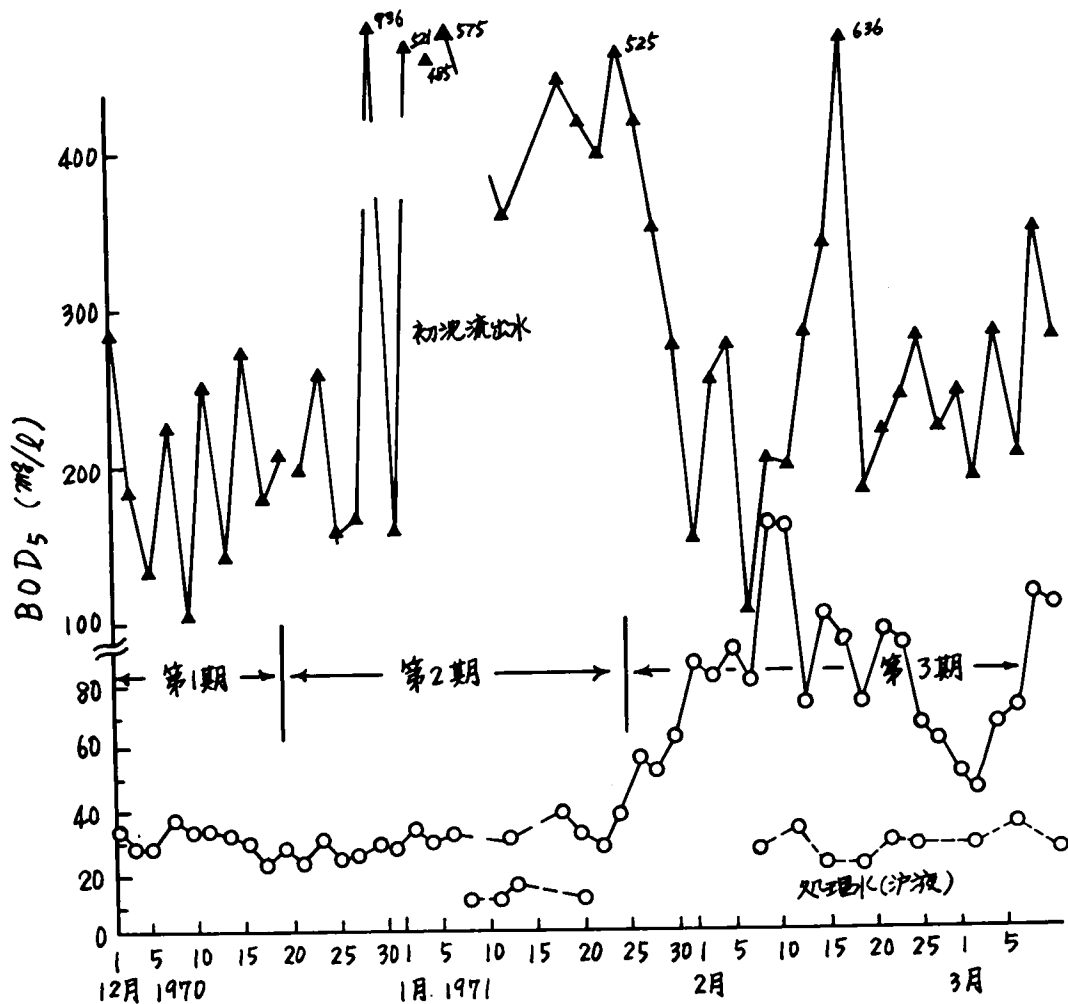


図-2.42 真駒内下水処理場の初沈流出水および処理水のBOD₅ (AM10:00)

5-4 処理場内での温度維持の方法

前項の表-2.14および雪による影響の考察でみられる通り、場内での熱損失の大きいのは水面への雪の加入および、気槽水面からの熱損失によるものである。特に風のある場合には水面から熱損失が大きくなるばかりでなく、露出型につくられた各装置は、槽壁からの熱損失も大となる。全く無防備につくられたならば、流入下水の温度が 10°C あったとしても外気温が -10°C 程度の低温でも最終沈澱池の出口で 7°C 以下となることは容易に想像される。

このような水温低下を防止するためには、既に北海道内の各処理場で行なわれているようなつぎの方法が有効であることは計算値および実測の結果から明らかである。

(a) 各装置に上屋を設けるか、水槽の水面上に蓋を取りつけ、水面からの放射・対流伝熱による熱損失をなくし、雪の落下を防ぐ。

(b) 側外壁に断熱材を使用し、水槽を土盛りしたり埋込型とし、外気への伝熱量を減少させる。

(c) 水面へ冷水を噴射する消泥水は極力水量を減らす。でき

うれば地下水などの温度の高い水の利用を考える。

(d) 下水の滞留する時間をできるだけ短くし、熱を失う時間を短縮する。

(e) 冷気にふれる水面積を可能な限り小さくする。そうために水滴を飛散させる操作を避ける。

こうした点に留意することにより、前項が考察したごとく場内での水温低下を 1°C 以下におさえることができる。外部への熱の移動が少ない場合には、逆に空気圧縮機から圧縮空気と共に補給される熱や、下水中の有機物を酸化分解することにより生ずる反応熱、太陽から放射熱などによって下水は熱量の補給を受け、水温の低下をおさなうことができるばかりではなく、時には損失熱量より補給熱量が多くなり、水温の上昇をみることもある。さらに積極的に低温の下水を加熱するためには、管渠内での下水温度を上げる主要な因子となった地下水の加入と同様に、保有熱量の大きい^{温水の}混入が最も効果的である。具体的には水温の高い地下水による下水の希釈あるいは工場、事業場から排出される冷却排水（温排水）を下水道へ受け入れることが考えられる。しかし、こうした対

策は一方で処理すべき下水量を増加させることにもつながり、沈澱池やばう気槽での滞留時間の短縮、水面積負荷の増加をきたすため、水温上昇による浄化速度の上昇による利益を相殺する場合もありうる。従って、温水の温度および加熱量は処理場の各施設の容量の余裕度を十分に考慮した上で行なうべきであろう。

水量の増加をきたさずに昇温させるためには、温水または蒸気からの熱交換、あるいは直接蒸気吹込みによる方法が考えられる。表-2.14の無蓋、無風時の損失熱量に見合うだけの加温を行なうとしても毎時60し余の重油が必要となる。計算例のような小規模な下水処理場（対象人口約2万人）においてさえこれだけの燃料を必要とするし、熱交換器やボイラーの設備を考慮すれば平常の処理経費の数10倍の加熱費となり、ゴミ焼却の廃熱の利用などができる場合以外には実現不可能であろう。特殊な場合として、温泉地での温泉排水を利用して熱交換を行なう方法がある。温泉水の直接の混入を避け、下水の加温に利用できる排水量が得られる場合には設計に組み込むことが望ましい。

今後検討すべき方法としては、高濃度有機廃水と処理する場合に生物化学的酸化・分解の過程で発生する反応熱を利用する方法がある。通常の都市下水のようにBOD濃度が数100mg/l以下の場合には発生する熱量も僅かであり、水温に変化はみられないが、BODsが数1000～数万mg/lの高濃度の有機性廃水の場合には、今までにもば、気槽内の水温上昇が観察されている。従って、高濃度の有機物を分解を行わせる好気性消化、あるいは発酵のような処理操作を通常の二次処理の前段に設けることにより、反応熱を有効に利用できると思われるが、まだ十分に基礎的な研究が不足している。

第6節 結 語

下水の温度低下が生物化学的浄化効率に悪影響を及ぼすことを防止するため、下水温度に特に注目して4つの面から検討した。まず、排出直後の下水の温度を支配すると考えられる水道水の温度が家庭ごとのように変化して排出されるかを調べ、水道水の用途別使用割合から排出下水の平均水温を予測してみた。水道水源から 10°C に近い低温の水を供給されながら、排出される下水がかばり加温され、一般家庭でも $5\sim 6^{\circ}\text{C}$ には上昇して下水管へ入ること、また下水管内でさらにそれが地温の影響で加温されている実態が明らかになった。つぎに下水管内での熱損失に関して検討を進めた結果、ここでも下水は地下水の影響をうけて次第に水温が高くなる傾向にあることがわかり、地下水混入の予想外のプラスの面を見出した。ただこの検討の過程でコンクリート製下水管からの熱伝導に關する理論的考察は未だ不十分なものであり、今後より正確な測定と熱機構の解明が必要である。

つぎにわが国のような積雪の多い地帯での大きな問題である融雪水の影響について、本章では特に水温の面から検討を

行なった。従来 融雪水の下水管への流入量を予測することができなかったが、境の理論を利用して、積算気温から融雪水量を求める方法を導き、実測値にきわめてよく近似した予測値の得られることがわかった。また融雪水による下水水質の変化の観測結果から、融雪水は下水の水温を低下させるのみでなく、浮遊物質や有機物質も多量に含んでいるため、処理場へ大きな負荷をかけていることが判明した。こうした融雪水が下水管へ流入することを防ぐためには、まず分流式にすることが望ましいが、分流式にしても汚水管へ、融雪水が浸入を完全に防ぐことはできないことを指摘し、さらに融雪水を減少させるためには人孔の配置や下水管埋設時の注意を指摘した。ただ、本文中では特に触れなかったが、分流式として融雪水を雨水管で河川へ放流する場合には、一般の雨水以上に水質は悪く汚いことが多いことに留意し、放流先の水質汚濁防止のためには、多少くとも沈澱処理を行ってから排出すべきであろう。

第5節では下水処理場内へ下水が入り、そこから処理操作を行っている間に失う熱量を求めた。計算式としては定常熱

伝達の式を用いた概算の結果であるが、水面からの熱損失が大きく、上屋の効果が非常に大きいことが示された。処理場建設のはじめから充分な対策がとられていれば、処理場内で特に加温する方法を考えなくても、下水の温度は問題となるほど低くなることはないが、無防備、不用意な設計で下水からの熱損失を大きくすると、わずかに数度の温度低下でも、かなり大きな浄化効率の低下をきたすことを実例で確かめることができた。

第3章 寒地下水処理場の建設と管理に関する研究

第1節 概説

第1章および第2章において寒地の下水処理に関する基礎的な問題について検討を加えてきた。これらの結果を実際の下水処理場の建設や運転管理の上に適用する場合に、なお種々の問題が残されている。特に処理場を設計する上で一般に基準とされている諸数値のうち、積雪寒冷地を対象とする場合に変更を要するものは何か、また寒冷条件に耐えるためには構造上どのような注意が必要かという大きな問題がある。また、寒地の処理場で冬季間には運転管理上どのような困難が生じ易いか、その時の対策はあるのかといった実務上の問題もある。こうした問題に対する解答は単に基礎研究の結果のみから引出せるものではなく、室内実験や現地実験プラントによる試験、あるいは数値計算などの結果を実際プラントで確かめてこそはじめてその結論の妥当性が根拠づけられる。ほかには実際の処理場を運転しながら個々の問題に対する解決策を体験によって見出したり、試行錯誤を繰り返して得られる結論も少なからずある。特に生物学的な研究が未発達な

ために現象の因果関係の解析が充分に行なえず、試行により、経験の積み重ねから結論を引出さざるを得ない場合も多い。

寒地の下水処理に関する研究を始めてから、幸いにして既に数ヶ所の下水処理場が建設され、運転年数も10年をこえるものもでてきたため、実際面でもかなり経験を積み重ねてきた。また、下水処理場の建設開始に先立ち、公衆衛生上の緊急性からし尿処理場が各都市に建設されたが、し尿処理場も原理的には下水処理に近似のものであり、施設の設計上、あるいはその運転管理の面で得られた経験は下水処理場の建設に大いに役立った。本研究の主題からややはずれるが、し尿処理場建設工事において得られた技術的体験は寒地下水処理場の建設工事において生かされるようになった。筆者は寒地での下水道建設工事が各地で始まる直前から研究に手を付けて今日に至ったが、その間、各地の下水処理場を調査しながら現場担当者の経験を集積して本章の内容を補充することができた。また処理場の浄化成績の集収にあたっては、各地処理場の水質試験担当者に多大の援助を蒙った。集収した浄

化成績の資料のうち本論文に集録できなかった数多くの資料
は末尾の参考文献にのせた報告書⁽⁸⁹⁾⁽⁹⁰⁾⁽⁹¹⁾⁽⁹²⁾⁽⁹³⁾に整理してある。これらの
資料をこころよく提供された北海道内各都市の担当者に予め
厚く感謝の意を表しておく。

第2節 寒地下水処理場の設計基準上の問題点

2-1 低水温時の酸素溶解能

活性汚泥がその浄化機能を十分に発揮し，活発に増殖を行なうためには活性汚泥と下水との混合液中に必要なにして十分な溶存酸素が存在していなければならない。そのためにばっ気槽，あるいは汚泥再ばっ気槽での酸素供給能力が設計上重要な因子となる。

一般に空気中から水中への酸素の溶解速度は次式であらわされる。

$$dm/dt = K_L A (C_s - C) \quad (3-1)$$

ここで， m は水中の酸素量， t は時間， K_L は酸素が気液界面を通して水中へ拡散して行くときの液膜係数であり， A は拡散が行なわれる気液境界面積， C は液中の溶存酸素濃度， C_s はその温度，圧力条件下での酸素の飽和濃度である。この関係を濃度単位であらわすと， V を水の容積として

$$\frac{1}{V} \cdot \frac{dm}{dt} = \frac{dC}{dt} = K_L \frac{A}{V} (C_s - C) \quad (3-2)$$

となり，さらに同一のばっ気方法（散気量，水容積，水深，

気圧が一定) の場合は $K_L A / V$ は等しいとみなされるから

$$\frac{dC}{dt} = K_L a (C_s - C) \quad (3-3)$$

とあらわされ、 $K_L a$ を総括酸素移動係数と称している。

水温が異なる場合、式(3-3)の中で $K_L a$ と C_s が変化する。まず $K_L a$ について調べてみると、水温が低下するほど総括酸素移動係数の値は小さくなる。その様子を実験によって確かめた結果が図-3-1である。この実験は、第1章の図-1-19に示した実験プラントのばう気槽を用い、予め窒素ガスを用いて溶存酸素を 1 mg/l 以下に減りさせたのちに所定の空気量を送り、溶存酸素濃度の増加を測定する方法で求めた。空気量は浮子式流量計で測定し、溶存酸素濃度は溶存酸素計(東芝ベックマン、777型)を記録計に接続して連続的に記録した。水温は $5^\circ \sim 25^\circ \text{C}$ の範囲を5段階に変え、周囲の恒温水槽で制御した。

実験結果をみると、空気量が異ると当然 $K_L a$ は異なるがそれぞれの空気量において $K_L a$ と水温の関係は 20°C を標準としてつぎの式(3-4)で表わされるように変化している。

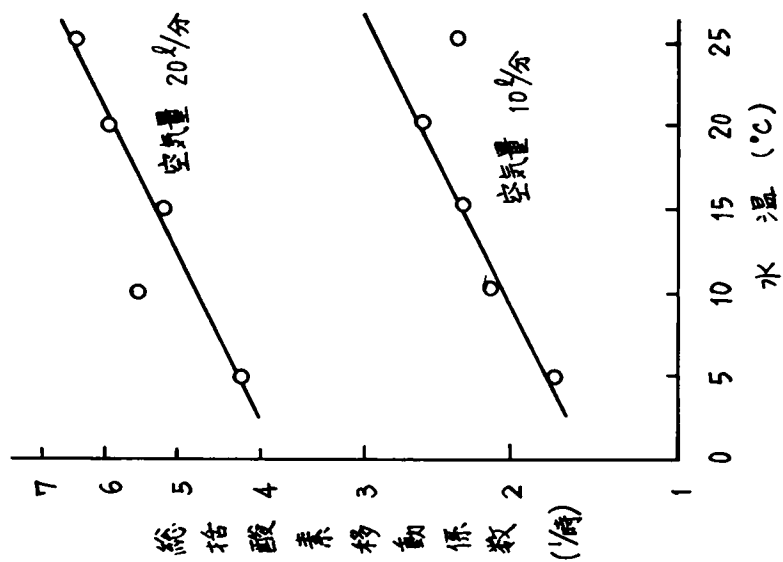


圖-3-1 總括酸素移動係數與水溫的關係

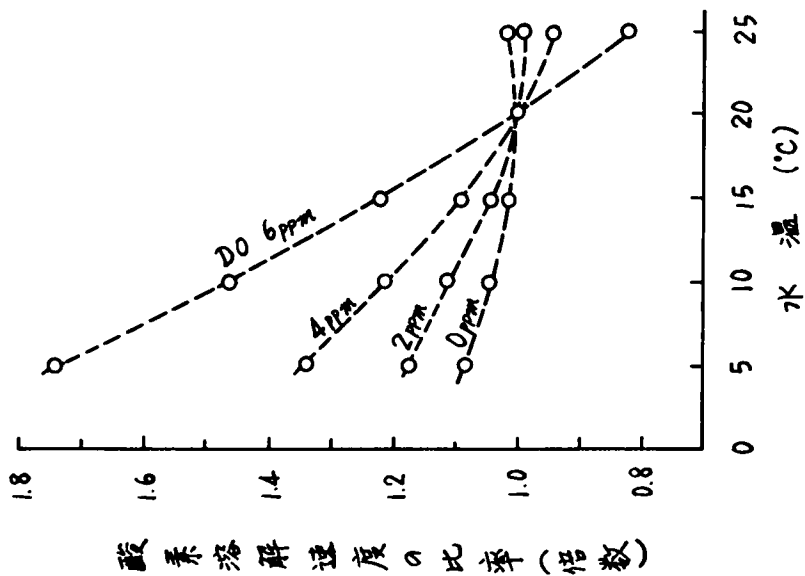


圖-3-2 酸素溶解速度の比率 (水溫 20°C 基準)

$$K_{La} \cdot \theta = K_{La, 20} \times a^{(\theta-20)} \quad (3-4)$$

θ : 水温 ($^{\circ}\text{C}$)

a : 温度係数

$K_{La, 20}$: 20 $^{\circ}\text{C}$ における総括酸素移動係数

$K_{La} \cdot \theta$: $\theta^{\circ}\text{C}$ における " " "

図-3.1の結果をみると、空気量をかえても温度係数

$a = 1.017$ となっており、既に報告されている値⁽⁸⁴⁾と一致している。

つぎに水温によって変化する C_s については下水試験法⁽⁵⁹⁾に示されているようにA. L. H. Gameson等の提案した次式がある。

$$C_s = \frac{475 - 2.65 S}{33.5 + \theta} \quad (3-5)$$

ここで、 S は塩分濃度である。この式であらわされる通り、 C_s は水温が低下すると大きくなり、塩分濃度が高くなると小さくなる。

水温の変化はこのように K_{La} と C_s の両者に影響するため、ばっ気槽での酸素の溶解速度の変化する割合を水温20 $^{\circ}\text{C}$ を基準として比較すると次式のようになる。

$$\begin{aligned}\left(\frac{dC}{dt}\right)_\theta / \left(\frac{dC}{dt}\right)_{20} &= K_{La,\theta} (C_{s,\theta} - C) / K_{La,20} (C_{s,20} - C) \\ &= \alpha^{(\theta-20)} (C_{s,\theta} - C) / (C_{s,20} - C) \quad (3-6)\end{aligned}$$

この関係をばつ気槽内の溶存酸素レベルをパラメーターとして示したものが図-3.2である。20℃のときにくらべると、溶存酸素濃度を低く保っている場合には水温の変化によってもあまり溶解速度に変化はないが、高い溶存酸素濃度に保らたい場合ほど、水温の低いときの酸素溶解速度は大となる。例えば溶存酸素レベルを2ppmに維持しているときは、水温20℃のときの酸素溶解速度と比較して10℃では約10%増の酸素がとけ込むし、4ppmに保てば20%増となる。さらに5℃に水温が下れば34%増となる。逆に水温が高くなると溶存酸素レベルを高くしている場合には酸素の溶解速度は低下する。従って、ばつ気槽における酸素供給能力を定める場合には、槽内混合液の溶存酸素濃度をどの程度高く維持するかを決定したのちに、式(3-6)又は図-3.2の関係を考慮して、必要な酸素量を供給しうるように定めればよいが、一定の空気量を供給している場合には、冬季間の水温が低下するときは酸

素供給能力が増大し、一方活性汚泥の酸素消費速度も低下するため、ばっ気槽内混合液の溶存酸素濃度が高くなる傾向にあることを知っておかねばならない。

2-2 ばっ気槽における有機物負荷

活性汚泥法による都市下水、あるいは有機性廃水の処理を成功させるか否かは大部分活性汚泥に対する有機物負荷を適正にとることができるか否かにある。過重の負荷を活性汚泥に与えると、希望の浄化率が得られはいばかりでなく、活性汚泥の腐敗やバルキング現象がおこり、一層浄化成績が悪化してゆく。逆に過小の負荷を与えると、活性汚泥は増殖をやめ、自己酸化の状態となって解体、あるいは再溶解して流出し、活性汚泥濃度が減少してしまふ。頭初から過小の負荷で設計された場合には活性汚泥を生成させることができず、希望の浄化率が得られない。負荷が過小であることはおおむねばっ気槽容積の過大に原因があるため、それだけ余剰の設備を建設したにとり、経費の無駄使いのそしりをまぬがれない。

第1章で検討したように、下水の温度が低下してくると活性汚泥の基質除去速度（特に初期の）が減少し、また沈降性が不良となり、放流水質の悪化をきたし易い。こうした浄化効率の悪化を防止するためには活性汚泥に対してどこまで負荷をかけてもよいのかという問題が生ずる。第1章第4節4-5の表-1・10に示した通り、有機窒素およびアンモニア窒素の除去率は水温が10℃以下となると実際の処理場では0に近くなるが、BOD₅の除去率にはあまり劣化がみられない。こうした実態と第1章第4～5節で述べた種々の実験結果とを合せて考察し、寒冷地下水処理場における有機物負荷の限界値に関して考察を進めてみたい。

活性汚泥法に対する水温の影響についての従来の研究報告のうちで主要なものをあげると次のようである。Ludzack⁽⁸⁵⁾等は下水温度が低下すると原生動物の種類が少なくなり、またその運動性が低下すること、5℃のBOD₅除去率は30℃のそれより10%低下し、除去BOD₅量当りの汚泥生成量は増加することと報告している。Okun⁽⁸⁶⁾は水温が8～35℃の変動範囲であればBOD₅除去率は変化しないとも報告している。これら

の報告は活性汚泥法における下水温度の影響を総括的にとらえているだけであり、温度が低下した場合に生ずる活性汚泥の性状の変化にまで深く検討を行なっていないし、このような結果を得たときの有機物負荷の大きさも明示されていない。

そこで、特に低水温時における活性汚泥の性状変化に注目しながら有機物負荷の大きさと浄化成績との関係を調べてみた。まず第1章で示した連続流の実験装置による処理実験の結果をいそ一度ふりかえってみよう。表-1.13の第3列に活性汚泥単位重量当りの有機物負荷の大きさを $\text{kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ であらわしてある。この場合のCODは重クロム酸カリ溶液を用いるリフラスクス法⁽⁶⁰⁾であらわしており、人工下水としてスキムミルクとペプトンの溶液を用いた場合、処理前ではほぼ BOD_5 と同じ値となる(図-1.23参照)。

実際の下水を用いた実験番号1のシリーズでは有機物負荷を $0.38 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ とした 6°C の条件でも、溶解性のCOD除去率は90%程度を維持しており、 BOD の除去率はもっと高い。しかし浮遊物質を含んだままの放流水でみると、COD

の除去率は15℃以上の水温では80%台を保っているのに対し、6℃では極端に悪くなってくる。こうした現象は人工下水を用いた実験番号2および3のシリーズでも全く同様なことがいえる。実験番号2のシリーズでは15℃で有機物負荷を $0.58 \text{ kg COD/kg MLSS} \cdot \text{日}$ としたが、10℃では $0.33 \text{ kg COD/kg MLSS} \cdot \text{日}$ に減少している。これは活性汚泥のSVIが増加し浮上し易くなったため、最終沈澱池からの流出防止の対策として表-1.12に示したように流量をへらしたためである。実験番号3のシリーズでは流量を一定に保ち、流入原水の濃度を低くする方法で有機物負荷を下げてSVIの増加に対処した。こうした方法で10℃まではCODの除去率をほぼ同じ高さに維持できたが、やはり5℃まで水温が下ると放流水の濃度は高くなり、除去率は急に悪くなった。これらの一連の実験において、処理水質の悪化が放流水中の有機性浮遊物の増加によるものであることは前にも記したが、表-1.13の第7列および第8列の比較からも明らかである。即ち、低水温になったとき、浄化成績の劣化する主要な原因は溶解性有機物質の除去が進まないのではなく、活性汚泥の微細なフロックを含め

て有機性浮遊物が流出することにあると思われる。これは第2章の第5節5-3で述べた真駒内下水処理場における上屋を取除いた時の処理成績(図-2.42)においても示されている。

水温が低下した場合に、放流水中の浮遊物質が増加する原因は既に第1章第5節5-2で記した通り、水温が低下すると活性汚泥のSVIが大きくなり、沈降性が極端に悪くなるためである。これを防ぐために実験2および3のシリーズでは有機物負荷を小さくする努力を行ってみたが、いずれも成功しなかった。

これらの一連の実験結果では各温度における負荷の限界値を求めるまでに至らなかったもので、さらに同じ実験装置を用いて低水温時の浄化実験を行ってみた。特にCOD除去率に大きな違いのあらわれた10℃での限界負荷を実験的に求めることを目的とした。ここで選んだ10℃の水温は札幌市内の下水処理場の厳寒期における流入下水の水温にほぼ近いものである。その様子を図-3.3および図-3.4に示した。

実験方法は表-3.1の条件で行なった。用いたばう気槽は図-1.21に示した多室型のものである。

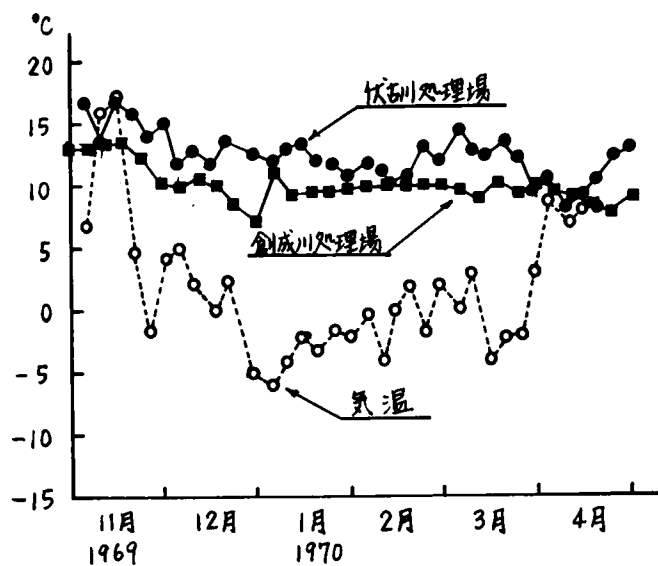


図-3.3 札幌市創成川処理場、伏古川処理場の
冬期間の流入下水水温の変化

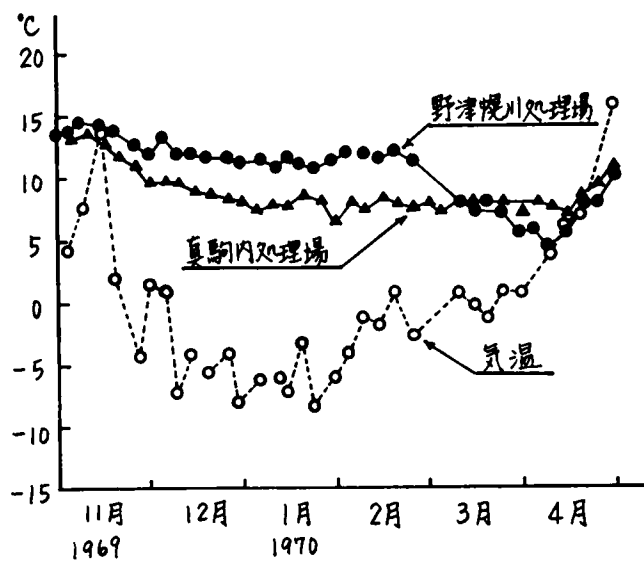


図-3.4 札幌市真駒内処理場、野津幌川処理場の
冬期間の流入下水水温の変化

表-3.1 実験条件

実験 番号	水温 (℃)	計画負荷 ($\text{kg COD}/\text{kg MLSS} \cdot \text{日}$)	計画MLSS (mg/l)	基質の種類	ばう気時間	流量 ($\text{l}/\text{日}$)	実験期間
I-1	10	0.125	2000	{ スkimミル ペプトン リン酸塩 (緩衝用) 塩化アンモニウム	6時間	1440	45.5.14 ~ 6.14
I-2						"	45.7.13 ~ 8.21
I-3						"	45.9.8 ~ 11.12
II-1	10	0.25	2000	{ スkimミル ペプトン リン酸塩 (緩衝用) 塩化アンモニウム	6時間	1440	45.6.15 ~ 7.1
II-2						"	45.11.13 ~ 12.8
II-3						"	46.1.11 ~ 1.28

処理水量 1440 $\text{l}/\text{日}$ (1 $\text{l}/\text{分}$) および返送汚泥量 360 $\text{l}/\text{日}$ (0.25 $\text{l}/\text{分}$) は一定とし、この合計流量に対してばう気槽の理論滞留時間は6時間となる。送風量はばう気槽内の14室のいずれにも充分溶存酸素が認められるように各室ごとに調節した。ばう気槽内および最終沈澱池内の水温は実験期間を通じて $10 \pm 1.5^\circ\text{C}$ に保つことができた。また活性汚泥の馴養は札幌市創成川下水処理場の返送汚泥を種汚泥とし、低い有機物負荷で数日間運転したのちに設定負荷まで上昇させた。ただし実験番号II-1とII-2の場合は負荷 $0.125 \text{ kg COD}/\text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ で運転していた状態から直ちに $0.25 \text{ kg COD}/\text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ の条件に移行させた。

実験結果を一括して図-3.5および図-3.6に示した。実験番号Iのシリーズでは実測した有機物負荷も $0.10 \sim 0.16 \text{ kg COD}/\text{kg MLSS} \cdot \text{日}$

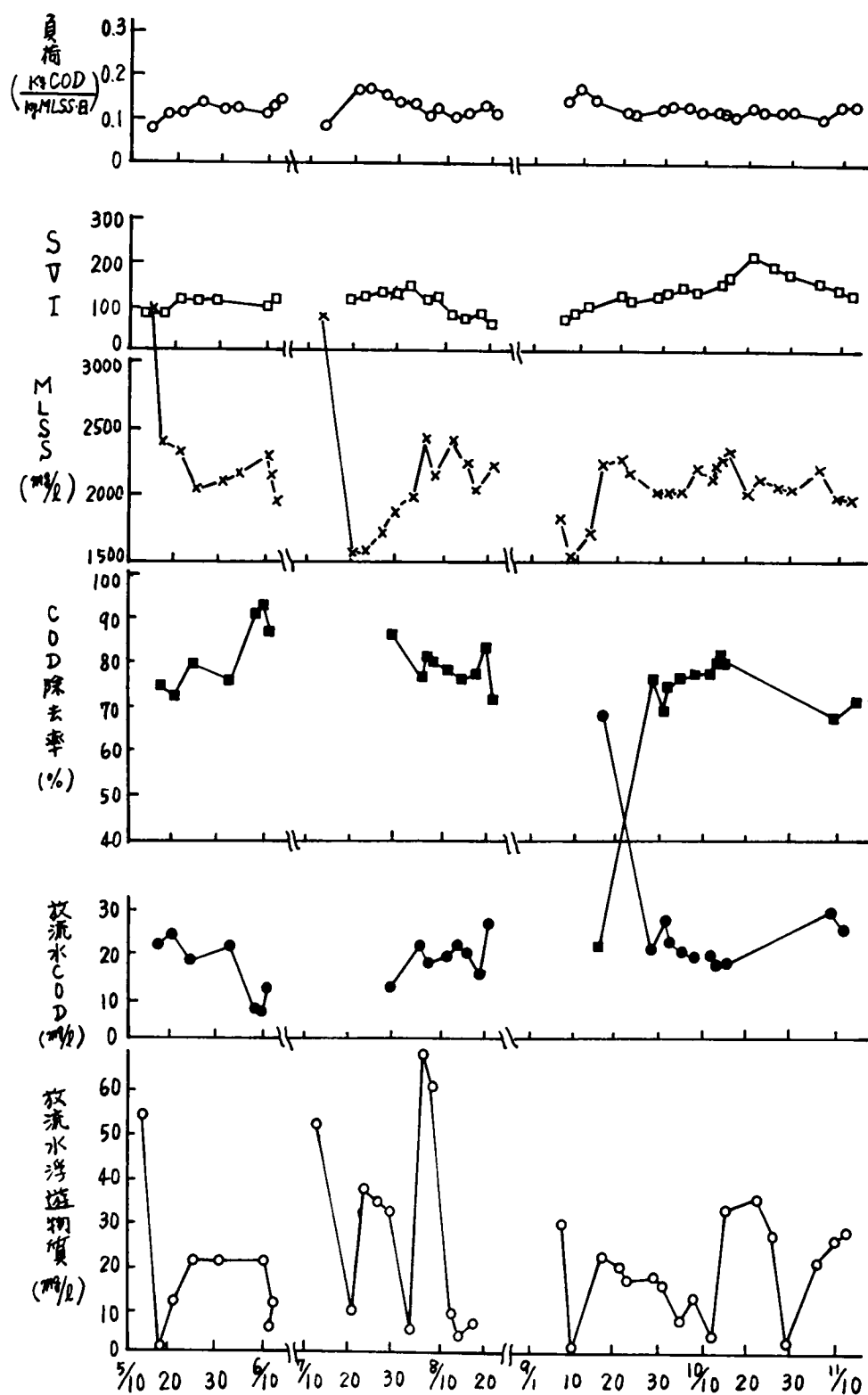


図-3.5 実験番号 I-1, I-2, I-3 (有機物負荷 $0.125 \frac{\text{kg COD}}{\text{kg MLSS} \cdot \text{日}}$ の場合)

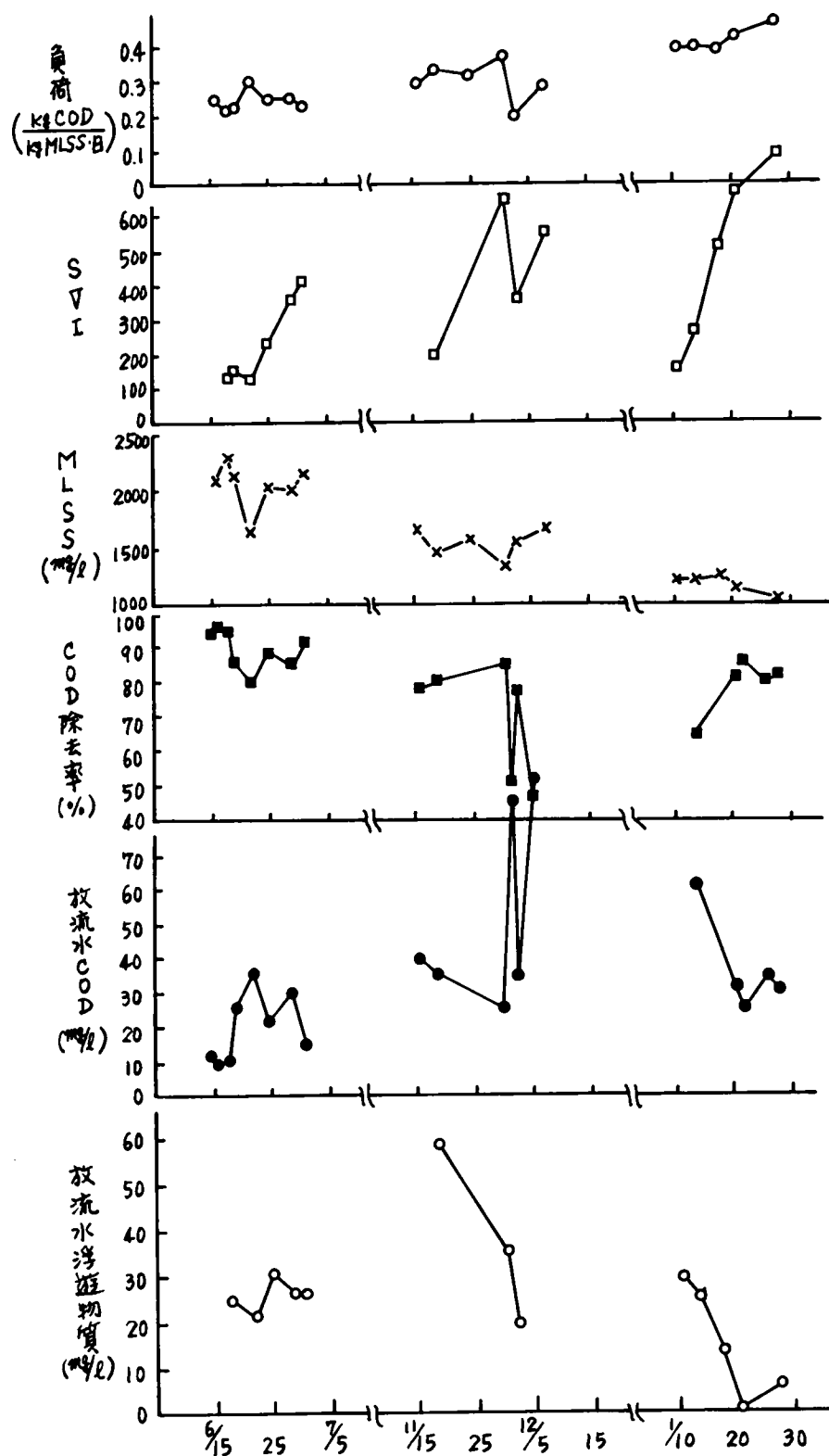


図-3.6 実験番号 II-1, II-2, II-3 (有機物負荷 $0.25 \frac{\text{kg COD}}{\text{kg MLSS} \cdot \text{日}}$ の場合)

低水温時の実験結果の比較

実験 番号	水温 ℃	有機物負荷 kgCOD kgMLSS/日	流入水 COD mg/l	MLSS mg/l	SVI	排水		COD 除去率 %	実 験 条 件		
						SS mg/l	COD mg/l		処理流量 l/分	対象下水	実験装置
I-2	15	0.35	346	2.955	178	22	45	87	1.0	真駒内多室(6室)完全混合型 実験プラント	
I-3	6	0.38	365	2.836	181	206	274	25	1.0		
2-3	15	0.58	462	2.309	322	26	9	98	1.0		
2-4	10	0.33	466	2.210	348	131	160	66	0.75	完全混合型 エアレーション	
3-3	10	0.25	161	2.047	345	15	26	83	1.0	多室(14室)完全混合型 エアレーション	
3-4	5	0.14	147	3.219	250	32	45	69	1.0		
I-1	10	0.108	88	2.322	93	20	16	82	1.0	同 上	
I-2	10	0.118	88	2.127	104	27	19	78	1.0		
I-3	10	0.121	88	2.061	140	19	25	72	1.0		
II-1	10	0.245	176	2.057	234	34	22	89	1.0	同 上	
II-2	10	0.305	176	1.720	445	38	52	71	1.0		
II-3	10	0.420	176	1.191	480	15	37	79	1.0		

の間におさまり、実験番号Ⅰ-1では平均 $0.108 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ 、実験番号Ⅰ-2では平均 $0.118 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ 、Ⅰ-3では平均 $0.121 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ となっていた。活性汚泥のSVIは10月中旬頃の一時期を除き70~150で沈降性は良好であり、浮遊物質の流出も少なく、放流水のCODも 20 mg/l 前後と安定した処理成績を維持することができた。活性汚泥の生物相も zoogLea と固着性繊毛虫を主とする原生動物 (Vorticella 等) からなっていた。また、負荷条件を設定した直後にも比較的早く処理成績は安定し、このような低い負荷では 10°C の水温でも充分な浄化成績をあげられることが明らかとなった。

一方、実験番号Ⅱのシリーズでは図-3.6にみられるように、いずれの実験においても連続運転に入ってから数日後にSVIが非常に大きな値となり、沈降性がきわめて悪くなった。このときの活性汚泥生物は糸状菌が優占し、水れた状となっていた。これらは互にからみ合って大きな凝塊となるため、沈澱地の底部にある汚泥引抜き管入口や汚泥返送管を閉塞し、実験装置の定常的な運転を非常に困難とし、ついには実験を中止せざるを得ないまでになった。このような状態にな

ると、ばう気槽内のMLSSを設定値に維持することができず、次第に減少してゆき、実際の有機物負荷は計画の $0.25 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ よりも高くなり、はたはだしいときは $0.47 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ とってしまった。したがって放流水の浮遊物質濃度も高く、実験番号Ⅱ-2では放流水のCODが 90 mg/l をこえることがあった。

以上の実験から考えると、活性汚泥性状を良好に維持するという点では、水温 10°C において有機物負荷が $0.25 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ になると既に限界をこえているといえる。この結論は第1章の表-1.13の結果からも引出すことができる。活性汚泥が流出して、槽内での活性汚泥総量がへり、その結果として有機物負荷（F/Mと略称されているが）の大きさがさらに増加してゆくとSVIが急激に増加することが、前述の実験結果によって再び裏づけられた。しかし、表-1.13の実験番号1のシリーズでは実際の分流式下水を用いており、水温 6°C の場合に放流水の水質はかたより悪化してはいるが、 $0.38 \text{ kg COD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ の負荷でもSVIの極端な増加は認められなかった。この点はスキムミルク・ペプトンを主体とする人工下水を対象とし

に処理実験の結果と相違が現われている。

実際の下水処理場におけるばつ気槽はどのような有機物負荷で運転されているかを比較してみたものが表-3.2である。いずれの処理場も24時間試験の結果をもとにして1日のうちの時間最大値、最小値および平均値を示してある。放流水の

表-3.2 北海道内下水処理場のBOD負荷と処理成績

処理場名	年月日	流入水BOD			MLSS 平均 (mg/l)	水温 平均 (℃)	BOD負荷 ($\frac{kg BOD}{kg MLSS \cdot d}$)			放流水	
		最大	最小	平均			最大	最小	平均	BOD	SS
札幌市創成川	46. 2. 2	212	37	136	2.000		0.83	0.09	0.41		
	46. 3. 24	227	23	147	2.600		0.59	0.04	0.34	16	
	46. 7. 25	267	40	132			0.83	0.04	0.34		
	46. 9. 9	228	50	137		17.0	0.82	0.06	0.35	12.5	48
	46. 9. 26	190	35	122	1.950	15.2	0.73	0.08	0.38	23	48
	46. 12. 24	296	54	158	2.000	11.4	0.71	0.14	0.48	13	55
	47. 5. 13	204	65	140	3.230	13.0	0.27	0.06	0.17	20	22
	47. 7. 19	190	32	122	3.130	17.5	0.25	0.04	0.16	26	12
	48. 1. 19	186	63	132	2.840	11.5	0.30	0.09	0.20	13	17
	48. 3. 23	192	50	123	4.200	10.5	0.32	0.06	0.19	29	35
札幌市伏古川	47. 4. 26	210	27	90	3.015	12.7	0.18	0.02	0.08	9	35
	47. 5. 20	331	30	157	3.000	13.8	0.42	0.02	0.16	-	-
	48. 2. 20	206	46	106	2.685	10.8	0.28	0.03	0.11	11	31
	48. 3. 26	210	13	122	3.153	10.2	0.26	0.01	0.13	12	34
室蘭市崎守	47. 8. 23	313	152	225	3.308	18.9	0.36	0.03	0.12	10	15
	48. 3. 15	297	161	211	3.569	9.0	0.19	0.03	0.10	12	14
江別市大麻	47. 7. 14	380	47	218	2.774	18.8	1.14	0.04	0.46	31	48
	48. 2. 16	330	200	257	2.996	7.8	0.83	0.14	0.46	32	53
北見市小泉	47. 11. 28	197	42	111	2.500	~10	0.59	0.14	0.34	25	112
	48. 2. 24	166	64	119	2.891	6.4	0.35	0.09	0.23	14	12

水質は時間的変動が少ないもので1日の平均値で示した。江別市大麻処理場の例でみられるように、時間的に負荷の大きさが最大1.14から最小0.04 $\text{kg BOD}/\text{kg MLSS}\cdot\text{日}$ といった大幅な変動を示しているものが多いが、1日の平均値では0.5 $\text{kg BOD}/\text{kg MLSS}\cdot\text{日}$ をこえている処理場はなかった。特に低水温時(11.6～6.4℃)には0.25 $\text{kg BOD}/\text{kg MLSS}\cdot\text{日}$ 以下の場合には放流水のBOD₅も15 mg/l 以下(融雪期である48年3月23日の創成川処理場の成績を除く)に保たれている。放流水の浮遊物質濃度も40 mg/l 以下となっている。データは少ないが0.3 $\text{kg BOD}/\text{kg MLSS}\cdot\text{日}$ をこえると低水温時だけでなく、水温12.7℃以上の場合でも放流水質は悪くなっている。(図-3.7)

これらの成績を考えると、低水温時の活性汚泥に対する有機物負荷は0.3 $\text{kg BOD}/\text{kg MLSS}\cdot\text{日}$ 以下、あるいは0.25 $\text{kg COD}/\text{kg MLSS}\cdot\text{日}$ 以下であることが望ましいといえる。ここでいう低水温時には、表-3.2の結果からみて、1日の平均下水温度が12℃程度より低かった場合と考えてよからう。

以上の考察は活性汚泥の単位重量当りに対する1日の有機物負荷(BOD-SS負荷などと略称されている。)について行なっ

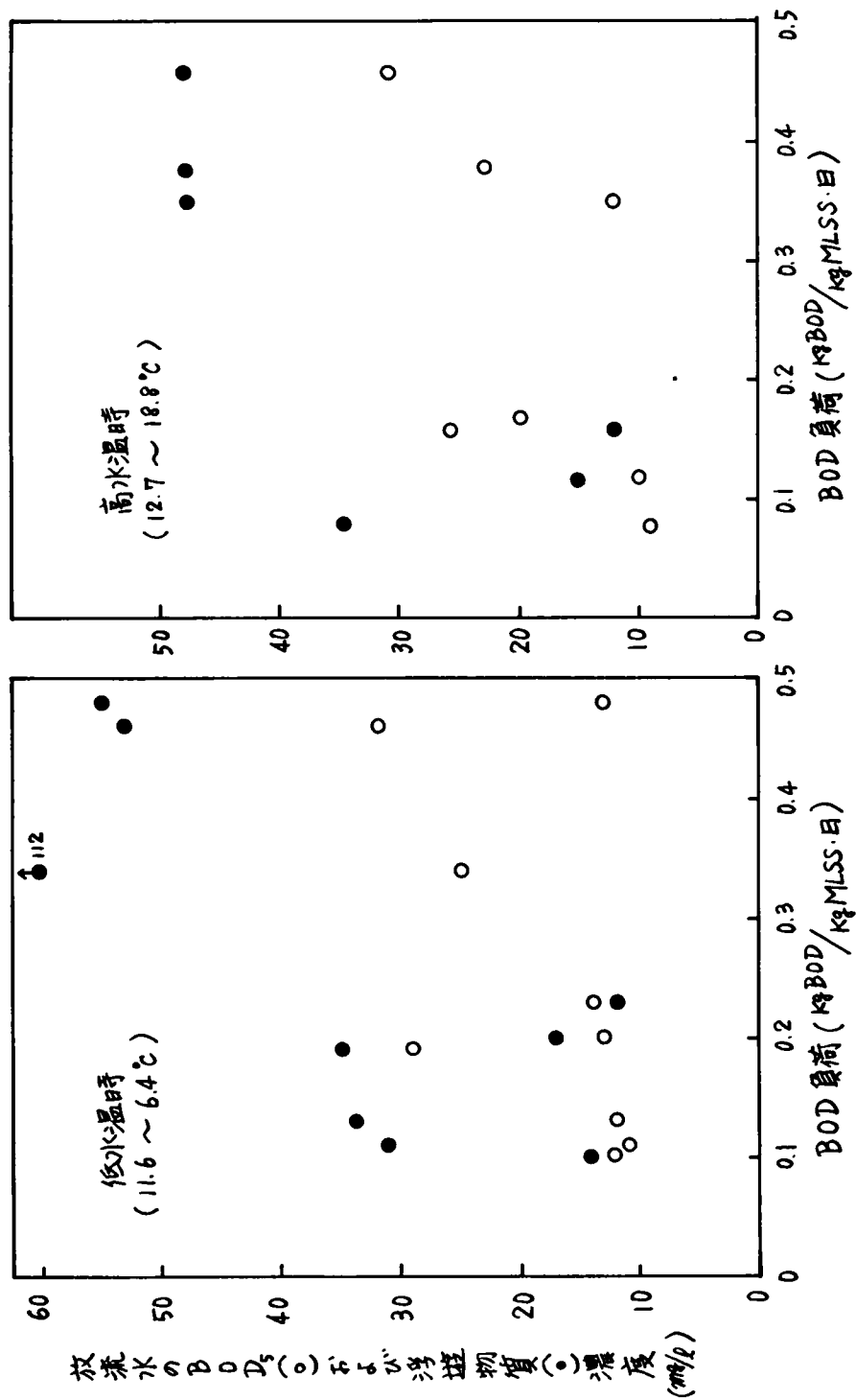


図-3.7 北海道内下水処理場のBOD負荷と放流水のBOD₅, 浮遊物質濃度

てきたが、現在処理施設の計画、設計の段階では、ばっ気槽単位容積当りの有機物負荷（BOD容積負荷）が広く利用されている。この両者を算定する式を比較してみると、

$$\text{BOD-SS負荷} = \frac{(\text{流入下水BOD濃度}) \times (\text{流入下水流量})}{(\text{MLSS濃度}) \times (\text{ばっ気槽容積})} \quad (3-7)$$

$$\text{BOD容積負荷} = \frac{(\text{流入下水BOD濃度}) \times (\text{流入下水流量})}{(\text{ばっ気槽容積})} \quad (3-8)$$

となっている。従って、ばっ気槽内での活性汚泥濃度（MLSS）をいくりに設定するかによって上記の両負荷値は相互に換算することができる。また逆にいえば、BOD容積負荷をある値に定められていても、活性汚泥濃度を人為的にかえることによってBOD-SS負荷を制御することができる。このことは後述の本章第4節でさらに詳しく検討することにしてしよう。

2-3 最終沈澱池の水面積負荷

第1章第5節において最終沈澱池での活性汚泥の分離および活性汚泥の沈降性について若干の考察を行なった。特に冬季の低水温時には、活性汚泥に対する有機物負荷が大きくなると活性汚泥フロック中に糸状菌が繁殖し、非常に沈降性の

悪い活性汚泥フロックとなり、最終沈澱池で沈降せず、放流水とともに流出してしまうことをのべた。またそのような時も放流水中の溶解性の有機物濃度は正常な活性汚泥が機能を發揮している時とあまり遠くない程度に減少しているにも拘らず、浮遊性の有機物（大部分は活性汚泥フロック）が放流水のBODを高めてしまうことを示した。

このような原因で低水温時の放流水質が悪化しがちであるため、寒地の下水処理場ではその対策を充分に考えておく必要がある。その第一は前項2-2で述べたように、活性汚泥に対する有機物負荷を小さく保って、活性汚泥のバルキングを防止することにある。さらに第二としては、たとえ若干沈降性の不良な活性汚泥となってもその活性汚泥を最終沈澱池から流出させないように、適当な水面積負荷となるよう最終沈澱池の容量を定めることである。

前項2-2で記した連続流実験プラントの沈澱池では小規模のものではあるが、実験の条件で最大 $6.6 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ となっていた。現行の下水道施設設計指針⁽³⁷⁾によると、最終沈澱池では「計画1日最大汚水量に対して $20 \sim 30 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 程度を基準とす

る」となっている。また昭和34年11月制定の旧下水道施設基準⁽⁸⁷⁾ではこれを「計画1日平均汚水量に対して $30 \sim 40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ としなければならぬ。」となっていた。実験装置においてこれらの基準よりもはるかに小さい水面積負荷の値を採用した理由は、活性汚泥の沈降性が悪化しても汚泥の流失することを防ぎ、沈澱を完全に行なわせようとしたためであった。それにもかかわらず前述の通り浮遊物質の流出を防止できず、ばっ気槽内の活性汚泥濃度 (MLSS) を維持するのに非常に苦労した。

第1章第3節において述べたとおり、低水温時には粒子の沈降速度が小さくなる。その上、糸状菌によるバルキング現象が生じた場合には、膨化した活性汚泥フロックの沈降速度は一層おそくなる。これは綿状の凝塊が内部に多量の水を含み、フロック自体は大きな塊状となりながら見掛けの比重がほとんど周囲の水と同じくってしまうためである。このような綿状の凝塊は水面積負荷を $10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 以下にしても完全に分離、沈降させることは困難で、さらに沈澱池底部の汚泥溜部分での圧密も進まず、水面近くまでスラッジブランケット

が上昇し、ついには越流堰から流出するに至る。

このような現象が寒冷地の下水処理場で常に発生するわけではないが、冬季間は下水の温度が低くなりがちであることと、その上に有機物負荷が大となる機会が重なることも充分に予想されるので、活性汚泥の糸状性バルキングに対処できるように最終沈澱池の水面積負荷を定め、かつ充分な汚泥圧密部分の容積をもち、しかもなお上澄水越流のさいに汚泥ブランケットをひき揚げないだけの上澄水水深のとれる深さのあるように設計すべきであろう。水面積負荷の大きさとしては現行の標準値よりさらに小さい値、具体的には $10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 以下まで下げたいが、経済性を考えて $15 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{日}$ 以下となるように充分な水面積をとることが望ましいといえる。ただ、こうした配慮から最終沈澱池の水容積が大となり、滞留時間が大きくなると、沈降した活性汚泥が酸素を消費して、沈澱池内で嫌気状態となり易くなる。再びぼつ気槽へ返送されるまでに活性汚泥の腐敗が生じないだけの溶存酸素をもったぼつ気槽混合液が最終沈澱池へ流入するように、ぼつ気槽末端での溶存酸素濃度を高めうるように計画しておく必要がある。

今後に残された問題として、第1章第5節で述べた活性汚泥の質的悪化を避ける手段として、最終沈澱池をへて活性汚泥が再びバク気槽へ返送されるまでに、活性汚泥細菌細胞内へ吸収された基質を完全に消費し終るに必要な代謝時間が、バク気槽滞留時間を含めて充分にあるように、汚泥溜部分の容積や返送汚泥管、汚泥返送ポンプの能力、あるいは必要な汚泥再びバク気槽の設置といった活性汚泥返送系全体を総合的に検討してみる必要がある。そのためには、

(i) 活性汚泥の代謝時間は負荷の大きさや水温とどのような関係にあるのか。

(ii) 最終沈澱池内での活性汚泥の滞留時間は実質的にどのようなになっているのか。

(iii) 活性汚泥の濃縮過程を含めて、汚泥の引抜き速度と濃縮率の関係はどのようなになっているのか。

(iv) 汚泥再びバク気槽の効果の再評価、特に低水温時の利用の面から。

といった諸問題が今なお残されている。

さらに、低水温時の活性汚泥のバルキングが防止困難であ

るならば、重力沈降によらず、逆に浮上分離する方法も考えられる。有機性の産業廃水の処理で既に実用化されているものもあるが、都市下水処理場においても、冬季間は重力沈降と浮上分離、とくに加圧浮上分離を併用することが可能でははいかと思われる。この点も今後の課題であろう。

第3節 寒地下水処理場管理に関する構造上の問題

積雪寒冷地の下水処理場が既に検討してきたような基本的な処理プロセスに関して十分な考慮がはらわれたとしても、実際の処理場を運転管理する上でなお構造上問題にすべき幾つかの点がある。これらは下水処理場設計の段階で充分にとり入れておかねば、施設建設後に種々のトラブルを発生し、処理場全体としての機能を発揮できなくなるおそれがある。そのような問題点について項目別に検討を加えてみたい。

3-1 処理施設の覆蓋・上屋の構造と保守

処理場内の開水面がでる池槽に対して、上屋あるいは覆蓋の必要なのは第2章第5節5-3で既に記した通りである。その他にも温暖な地域で普通に考えられているポンプ室、電気機器室、汚泥脱水機室などは機器の保護、防水の点で当然上屋を設けることとなるが、近時はさらに臭気の発散防止の点で沈砂池、スクリーン、下水計量装置、消毒槽、汚泥調整槽などほとんどすべての処理場内装置が建屋内に納められるようになってきた。公害防止のための施設である下水処理

場が悪臭を発したり、騒音や汚穢感からその設置そのものに反対されるような事態にならないためにも、下水処理場の各施設が清潔な建物で覆われていることは望ましいことである。さらに寒地の下水処理場では処理場従業員の日常の作業を保護する目的でも上屋は不可欠である。寒風、積雪の中での施設の見廻りや点検、注油などの作業は例え強靱な精神力ある従事者といえども完璧を期待することはできず、とにかく不完全なものとなり、処理機能の低下をまねくことになる。吹雪の中での見廻りや、厳寒時凍結した池槽周辺での作業は水中への転落や誤操作による危険も招来することが多く、人命尊重の上からも防寒対策の上でも建屋を有することが必要となってくる。水中への転落防止には槽周辺への手すりの設置も有効であるが、作業能率の点ではそれだけで安心はできない。手すりもこえての採水や、汚泥掻寄機の注油などの作業が少なくなないからである。こうした点を考慮すれば、寒地の下水処理場はすべての施設が建屋の内部にあることが望ましいといえる。

処理施設を覆う建屋としては鉄筋コンクリート製のものが

耐久性の点で最も理想的である。天井スラブや壁面の内側に耐水性、耐腐食性の断熱材をはることで、屋内気温を高め、壁面からの伝熱による下水の熱損失を少なくすることができるし、臭気対策としても便利な点が多い。しかし、屋内の換気について充分な配慮を欠くと内部での湿度が高くなり、常時飽和に近い湿気のために内部の電気機器に故障を与え易くなる。また温暖時には内壁にカビの発生をみたり、異臭がたち込めて不快感をよぶことになる。利点としては強固な構造物をつくり易いので、積雪荷重に対して不安のないものとし易いこと、屋上の利用も最初から考え易いことなどがある。ただ注意すべき点として、屋上利用や経費節約のため水平な陸屋根構造とすると、コンクリートスラブ上面の防水をよほど入念に、完全に耐久性のあるものとしておかなければ、積雪と融雪、凍結と融解の繰り返しによって融雪水や雨水の浸入する亀裂が生じ易く、内部への雨もりが起ることが多い。池槽の上のみならずあまり問題とはならないが、機器の上や通路への漏水は好ましくない。屋上に適当な勾配をもった屋根をあとから設置するような事態となった例が多く、最初か

う屋根をかけておく方がよかったという事例が少なくない。
屋上を利用した緑地や公園の設置の場合にも、スラブ上面の
防水を充分に検討する必要がある。

簡易な上屋として鉄骨造りのものが経費節約のために設け
られることも多い。この場合には壁材としてスレート板や合
板のみで済まされることもある。隙間風を防ぎ、粉雪の吹き
込むことを防ぐことができれば一応の役目は果たせたと考え
られるが、内部の室温を低下させないという目的からは不満
足なものである。壁面や天井にやはり充分な厚さの断熱材を
使用すべきであろう。またそれだけの対策をとったとしても、
鉄骨が内側へ露出しているところでは外気によって鉄骨が冷
却され、そこへ屋内の湿気が結露することになる。冬季間は
従って鉄骨は常に凝縮水で濡れた状態になっており、鉄骨の
腐食を助長する。腐食を防ぐためには塗装のぬりなおし頻度
を高くしなければならず、経費や労力の点で問題である。内
部に露出する鉄骨面を石綿吹きつけ塗装によって断熱したり、
鉄骨を露出させないように壁面の中にかくす等の工夫が必要
となる。

3-2 平面設置と屋上利用

処理場内の各施設の配置は敷地の形状、高低、放流先の位置等を考慮して定められるが、一般的には処理施設間の水位差があまり大きくならないように、下水の流れに合わせて順次配置を定め、また池槽の間隔も建設工事の困難でない程度に近接させるのが普通である。この原則は寒地下水処理場においても変りはなく、むしろこの事をより重視することが処理場内での余分の熱損失を防ぎ、かつ維持管理を容易にすることとなる。前項において述べた通り、寒冷な季節における維持管理作業を保証するためには各施設に上屋を必要とするが、各施設間の屋外を長い距離にわたって移動しなければならぬのであればそれだけ作業員は寒気にさらされることになる。従って水位差を小さくするために施設間の連絡水路や配管を短くすると共に、できるだけ施設を接近させ、さらに処理場全体を一体の構造物にし、施設間の連絡通路はその建物内でおさめるようにしてしまふのが理想であろう。この場合には、処理場として必要の敷地面積も最小となるはずである。処理場内全施設を密接して一体に配置することによって、建屋の

上部がない面積と増えてくるが、これを逆にご利用し、運動場公園、あるいは緑地として活用することができる。敷地面積の節約や屋上利用は特に寒地の処理場に限らない。温暖地域においても上屋を必要とする場合には建築経費節減の目的で行われていることである。処理場内の施設を密接させて全体を一つの構造物とすると、建物内を暖房、あるいは換気を行なう場合にも効率的である。防臭や脱臭対策も行ない易い。池槽の側壁が隣接していれば、外気あるいは周囲の土壌中への熱伝達にあずかる外壁が少なくなるために損失熱量が減少するという利点もある。

処理場平面配置を考える場合に上記のように各施設を接近、あるいは密着させることは利点も多いが、また逆に二・三の欠点もある。すなわち、

- (1) 一体の構造物となるため、長大構造となりがちでコンクリートの打継目や伸縮継手の配置に充分な考慮を必要とする。

処理場内各施設はそれぞれの機能を最高に発揮させるために、とかく構造物の深さが異ってくる。水位差を考えて配置して

も構造物全体の天端にあまり大きな差はないため、槽底に高低の差が生ずる。このため基礎工の不備による不等沈下が生じ易く、不等沈下の結果として下水の流通障害をおこしたり、槽壁に亀裂ができ、漏水するに至るといった問題が懸念される。構造力学上の問題ではあるが、下水処理場の計画時点での配慮が必要である。

(iii) 一体構造となるため、計画処理能力の全容量に対する施設を一時に建設せねばならないことが多い。

一般に処理場を建設する場合は管渠の延長工事の進捗状況や処理対象人口の増加に合せて、建設工事を数期に分け、逐次施設容量を増加してゆくことが行われている。多くの場合は処理施設を複数系列に分けて、そのうちの1～2系列ずつ完成させ運転を開始してゆく方式と、沈砂・沈澱の簡易処理施設をまず完成させ、ついで二次処理施設、汚泥処理施設といった浄化程度の高い施設を建設してゆくといった方式かのいずれかがとられている。完成した部分から利用できるため、工期が長いでも処理対象区域を次第に拡大してゆける点は作業者の技術習熟に好都合である。しかし、一体構造として

処理場を建設する場合にはこうした分割施工が困難又は不可能で、その処理場の計画処理量全量に対する施設を頭初から全部建設してしまわねばならない場合が多くなる。あるいは、全体の完成まで処理作業を開始できないことになる。分割施工が可能な平面配置を頭初から計画しておかねば、完成直後の数年間は受入れる下水量に対して過大な容量をもち、一部分が遊休施設となってしまう。

こうした点に留意して処理場の平面配置は決められるべきであるが、現在すでに建設された処理場は必ずしも理想的なものではない。維持管理に苦勞をしているものも見られる。北海道内の処理場の晴天時1日計画最大処理水量と敷地面積を全国の処理場の実績と比較したのが図-3.8である。筆者らの意見を参考として一体構造とした設計でつくられたものを図中に凡印で示した。これらは全体的に少ない敷地面積で納まっているといえる。

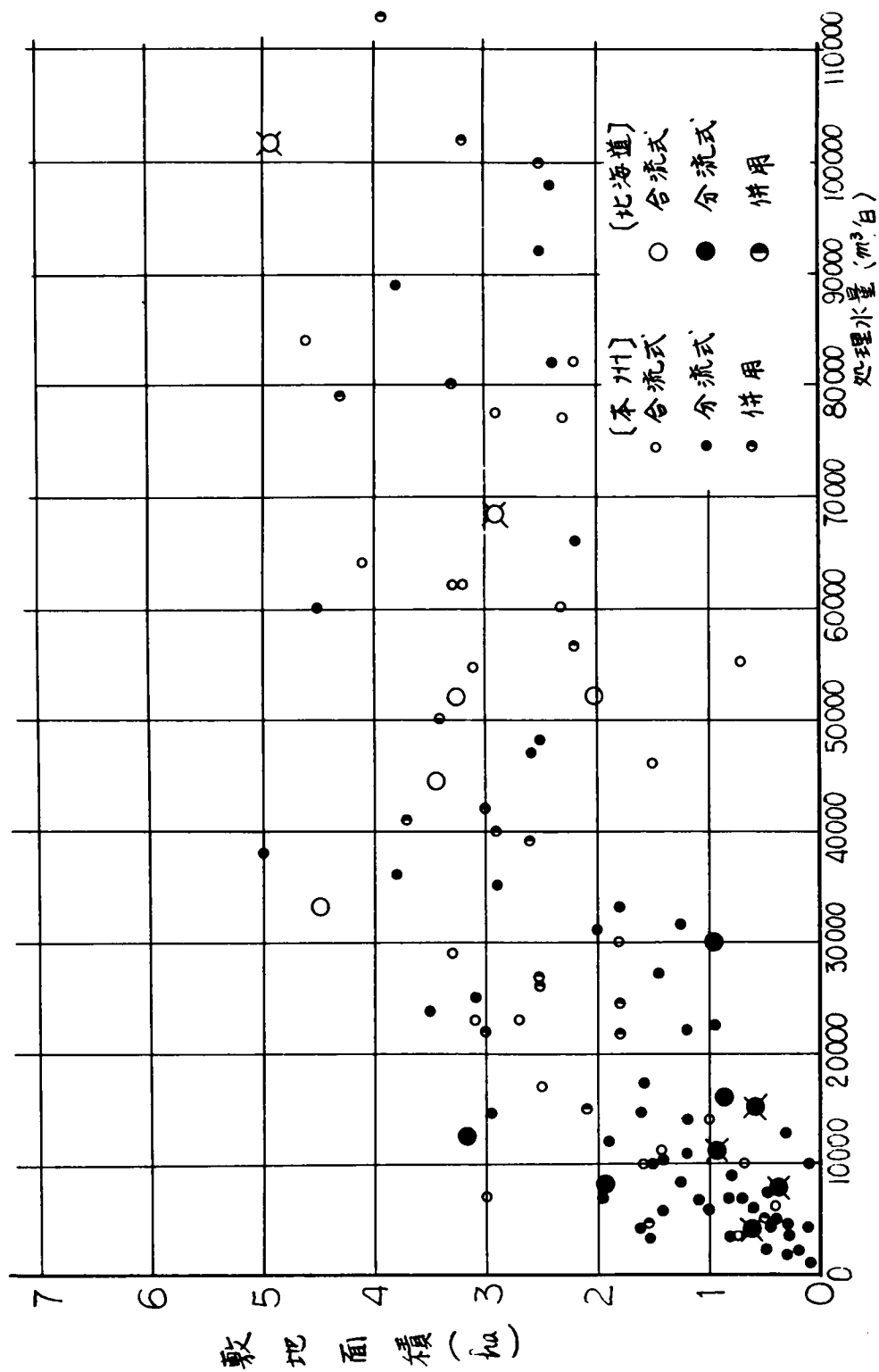


図-3・8 全国都市下水処理場の計画最大処理水量と敷地面積の関係

3-3 配管類の凍結防止対策

冬季間の維持管理で最も問題となるのは配管の凍結である。処理場へ流入してくる下水管路は第2章で述べたとおり、寒冷地においては凍結深さ以下の、地温が0℃以上の所に埋設されているため、下水が凍結することはない。もしあるとすれば雨水吐き室へ寒風が吹き込み、しかも下水流量が極端に少なくなったり、管内に下水が停滞している場合であろう。凍結の懸念があるのは下水処理場内での配管である。凍結をおこし易い配管を列举すれば下記の通りである。

- (1) ポンプ、ブローアなどのシール水、冷却水用、水道水配管
- (2) ばっ気槽消泡水配管
- (3) 消毒室温水配管
- (4) 場内の給水栓、水洗便所用の水道水配管
- (5) 消火栓用配管
- (6) 脱水汚液、汚泥濃縮槽上澄水用配管
- (7) 余剰汚泥排出管
- (8) 沈澱池スカム排出用配管

(9) 汚泥引抜管およびバク気槽等排水管

(10) 越流用余水吐き管

(11) 汚泥消化槽投入管

(12) 各種バイパス管

(13) 汚泥調整薬剤溶液配管

(14) 湿式脱硫器配管, 脱臭装置薬液配管

(15) 消化ガス配管

(16) 空気圧式の測定器及び制御器の圧縮空気配管

これらのうちで(1)から(4)までは水道水, あるいは清水を流す比較的小口径の管で, 外気の影響を受け易く, しかも清水のため 0°C で凍結を起す。(5)から(12)までは管径はかなり大きくなるが, 常時内部の液体が流動しているわけではない。間欠的に, あるいは使用時のみ, ときには非常にまれにしか使われたい管類である。これらの管が外気中に配管されていると, たとえ保温材をどんなに厚く周囲に巻きつけてあっても, 内部の液体が静止している間に次第に冷却され, ついには凍結して管を閉塞したり, 凍結時の氷の膨張のため管を破壊させるに至る。(13), (14)は薬液用の配管で, 内部の液の凍結

温度は一般に清水よりは低い、管径が小さいために凍結し易い。(15)と(16)はもともと内部に気体しか流通しないものであるが、外気温が低下したとき管壁が冷却され、内部の気体中に含まれていた水蒸気が凝縮しさらにそれが氷結する。最初は僅かにうすい氷膜が管壁に生ずるだけであるが、次第にその厚さが増大し、ついには管内の気体の通路をふさいでしまうに至る。

こうした各種の配管内部の凍結は、管自体を氷の圧力で破裂させ、再び融解したときその部分から漏水を生じさせるといった直接的な影響の他に、管内の凍結のため本来その管が果すべき流体輸送の機能が停止する。そのため間接的に処理操作に障害を及ぼす。例えば(1)、(2)、(6)、(8)、(13)から(16)の各種の管の凍結は処理系統全体にその影響を波及させるし、その他の管の機能停止も重大な事故の発生時には致命的な影響をひき起しかねない。なぜならば、一度これらの管の凍結が起れば、この管内の氷をとがして液の流通をはかるためにはかなりの時間と労力を要し、数少ない処理場従業員の平常の作業にくらべ数倍のエネルギーを消費する。その間は本来の

処理作業に対してはらわれている注意や監視の目が大なり小なり留守にならざるを得ないし、時には処理作業そのものが停止することもある。また一度結氷を融解しても周囲の環境条件が大きく変らない限り再び凍結をくりかえす。

このような凍結を防ぐ最善の方法は、空気中に露出する配管を可能なかぎりなくし、地中に埋設するようにしたり、建物内に納めて管が寒冷な屋外へ露出しないようにすることである。ただ取付け位置の関係で外部への露出が避けられないような管に対しては充分な保温材（不燃、不透水性で断熱効果の高いもの）を用いて外気による冷却を防ぎ、必要な場合は問題の配管に蒸気管を並行して配管し、これを一本にして保温工を施すといった万全な対策が必要となる。さらに凍結を予防する立場からいえば、使用終了の都度配管内の液体を完全に排出して管内に水気をなくしておくことである。このためには配管設計を行なうにあたって、①すべての露出配管部分は完全に内部の液を排出できるように排水弁を設けること。②そのために水平に配管すればよい部分でも必ず水平に対し勾配をつけて排水し易くすること。③万一凍結した場合

にも融解作業が容易にできるよう配置とすること、の三点を注意すべきである。③のためには水道管などを壁体や床下へ埋込み配管することを極力さけることが望ましい。

第4節 冬季における運転管理上の問題

前節においては寒地の下水処理場で冬季間に運転管理の障害をできるだけ防ぐための構造上の問題点を述べた。本節では既に建設を終っている処理場が運転されているときに発生するいくつかの問題について論及してみたい。

4-1 低水温時の浄化率向上と活性汚泥濃度

第1章第4節において下水中の溶解性有機物質が除去される速さについて考察を行なった。即ち下水の温度が一定のとき、有機性基質（ BOD_5 や COD で表現できるような有機物）の除去速度は温度係数が $1.064 \sim 1.111$ の範囲にある基質除去速度係数 K_{20} と活性汚泥濃度 S_a とそこに存在する基質濃度との積としてあらわされることを述べた。水温が低い場合にはこの K_{20} が小さくなり、除去速度もおそくはって、液中の基質濃度が低下するのに長い時間がかかる。そのような場合にも、基質を吸収した活性汚泥が細胞体内で基質を十分に代謝したのちに返送されるのであれば、普通に行なわれている6～8時間のばっ気時間では再び活性汚泥はいままでと同じ基質除

去速度にもどって正常な下水浄化作用をつづけることができる。現在運転されている大部分の寒地の下水処理場で BOD_5 (あるいは COD) の除去率が冬季間もそれほど悪化していないのはこの理由である。しかし、もっと水温が低下して液中の有機基質の低下するのにより長い時間がかかったり、活性汚泥に対する有機物負荷が大きくなって、活性汚泥体内での基質代謝が不十分なまま返送されるようになると、浄化作用が鈍化し、汚泥の沈降性が悪化し、放流水質も悪くなる。こうした事態は特に水温が低くなったときに起り易い。従って、冬季間の低水温時でも浄化効率を高く維持するためにははっきの方策が考えられる。

(a) S_a を大きくし、基質除去速度を大にしてばっ気槽内で早く基質濃度を低下させてしまう。

(b) ばっ気時間も十分に長くとり、除去速度や活性汚泥の代謝速度のおそくなった影響を打消す。

(c) 最終沈澱池で分離した活性汚泥に対し、充分な代謝時間を与えるため汚泥の再ばっ気を行なう。

これらの方法のうち (b) および (c) はばっ気槽容量にはじめか

ら余裕をもたせておくか、別に汚泥再ばう気槽（あるいは汚泥安定槽）を設けておかなければ実行不可能である。従って通常の設計にもとずいて建設されたばう気槽の場合で低水温時の浄化効率を向上させる唯一の方法は、ばう気槽内の活性汚泥濃度（MLSS）の上昇によらざるを得ない。

標準活性汚泥法で運転しているばう気槽では、 S_a （MLSS）としてはおおむね $2,000 \sim 2,500 \text{ mg/l}$ となっている。北海道内の各処理場においては本章第2節の表-3.2に示したようにこの値が約 $3,000 \text{ mg/l}$ またはそれ以上に保っている所が多い。各処理場での運転経験からこの程度の濃度に高めた方が良好な処理成績をあげられることを知ったためであろう。このようにMLSSを大きくすれば一方ではBOD-SS負荷を小さくするのにも役立つ。

一例として、温暖な季節の下水温度が高い期間にMLSSを $2,000 \text{ mg/l}$ を標準として運転していたものを、低水温になった場合に $3,000 \text{ mg/l}$ に変更すれば、BOD-SS負荷はそれだけで $1/1.5$ に減りさせることができる。活性汚泥に対する有機物負荷を小さくすれば、第1章第5節5-4で考察したように

活性汚泥体内での代謝が進み、低水温となっても淨化作用に何等影響を残さず再び活性度の高い返送汚泥として役立つことになる。

実際問題として S_a をどこまで大きくできるであろうか。一般に S_a を大きくすればばつ気槽への必要酸素供給量は大きくなる。この関係は Eckenfelder⁽⁸⁸⁾ 等が提案している次式からも明らかである。即ち、ばつ気槽での必要酸素量はつぎの式(3-3)であらわされる。

$$O_2 \text{ lb/day} = \alpha' \times (\text{除去された } BOD_5 \text{ lb/day}) + b' \times (MLVSS, \text{ lb}) \quad (3-3)$$

ここで、 $MLVSS$ は混合液中の揮発性浮遊物質質量で活性汚泥総量を表わしたものである。また、 α' は除去された BOD_5 のうちで増殖のためのエネルギーを供給するのに使われた部分をあらわす係数、 b' は単位重量の活性汚泥が内性呼吸のために使う酸素量をあらわす。この式で右辺第2項にみられる通り、ばつ気槽内での活性汚泥濃度が高くなればそれに比例して第2項は大きくなり、同等の BOD_5 除去量に対してばつ気槽全体での酸素の必要量は大きくなる。 b' の値は種々の微生物についても温度との関係で求められているが、下水を対象

とする活性汚泥の場合 $1.85 \sim 9.8 \text{ mg } O_2/\text{gr} \cdot \text{時}^{(87)}$ となっている。水温が低下したことによって内性呼吸速度の低下する割合と、活性汚泥濃度を高くした割合の積が酸素必要量の増加となつてあらわれる。一方本章第2節2-1において述べた通り、水温が低くなれば酸素の溶解速度は増加する傾向にあった。従つて送風量を同等に保つたまま活性汚泥濃度を高くする場合には、その送風量において増加した酸素溶解量に見合っただけのMLVSSの増加が可能であるといえる。

ただ、こうした考察はばつ気槽内での基質除去と酸素供給能力とに関するものであり、MLVSS(又はMLSS)を増加させた場合に最終沈澱池での活性汚泥の沈降現象に関してはここでは考慮していない。実際にはばつ気槽内の活性汚泥濃度を大にすれば、最終沈澱池で分離すべき汚泥量が増加し、沈降速度は汚泥粒子相互間の干渉によりおそくなり、それだけ汚泥濃縮帯が上昇し、上澄水の水深は小さくなる。この間の定量的な関係については検討されていないので、こうした問題が残されていることを指摘するに止める。

4-2 冬季間の活性汚泥の生成

下水の温度が低くなる時期には第1章第4節でみてきたように下水中のBOD除去速度が低下する。このことは活性汚泥の増殖速度も低下することを意味している。従って冬季間にはばっ気槽の運転を開始して混合液中の活性汚泥濃度を希望の値まで高めようとする場合には汚泥濃度の上昇がおくれ、BOD-SS負荷が高くなり不十分な浄化度のままで放流するような事態をひき起す。新しく建設された下水処理場でばっ気槽の運転を開始する場合にも同様なことがいえる。会計年度の終期が3月である関係から、処理場の完成は多くの場合に冬季となり、試運転も下水温度の低いときに行なわれることになり勝ちである。多くの場合に新しく活性汚泥をつくり出す時は他の処理場から運搬してきた種汚泥をばっ気槽に注入し、下水を加えながら活性汚泥の増殖をまつののであるが、低水温の時はこれが非常に困難である。1例として、札幌市真駒内下水処理場（当時北海道真駒内団地下水処理場）の運転開始時に経験した事例をつぎに記してみよう。

同処理場は昭和37年2月6日よりばっ気槽へ通水を開始し、

活性汚泥の育成を始めた。当時の流入下水量は 1 日約 500 m^3 であったため、4 水路の容積合計 816 m^3 のばう気槽の最後の 1 水路のみを使用することとし、汚泥返送量を約 $320 \text{ m}^3/\text{日}$ として運転をはじめた。当時は幹線污水管の埋設工事が進行中で在来の溝渠からの表流水が流入していたため、下水の水温はばう気槽入口で $6 \sim 7^\circ\text{C}$ と低く、処理場流入下水の BOD_5 は平均 176 mg/l 、ばう気槽入口で平均 BOD_5 71 mg/l 、浮遊物質平均 82 mg/l と低濃度であった。2 月 8 日より本格的な試験に入り、以後下水の濃度を高めるため最初沈澱池の滞留時間を短くする努力をしたり、最終沈澱池における汚泥の濃縮などに工夫をこらして運転を継続したが、約 1 ヶ月後の 3 月 10 日までは MLSS が約 100 mg/l 以上には増加しなかった。その後、機械の故障修理のため 4 月 6 日まで運転を休止したが、4 月 7 日再開したところ 4 月 20 日頃より活性汚泥性生物を認めるようになり、4 月 24 日には MLSS 1300 mg/l となった⁽⁷⁵⁾。この時期のばう気槽内水温は融雪水の流入のため、4 月初旬 $5 \sim 6^\circ\text{C}$ であったが次第に上昇し、4 月末にはばう気槽入口で 9°C になった。ばう気槽内も 7°C より 10°C へと上昇した。この間

は特に種汚泥を加えず、ただ、① 4月23日にばっ気槽内水位を40cm低下させ（その結果、槽内水量は177m³となった）、汚泥返送を容易にしたこと、② 4月16日最初沈澱池汚泥をばっ気槽に全量投入し、混合液中の浮遊固形物を増加させたこと、③ 融雪水のため流入下水中の浮遊物濃度が数100mg/lに増加したことの3点が2月中の運転条件と異っていた。4月30日に至って、その必要は認めなかったが種汚泥として札幌市元町污水試験所の活性汚泥混合液および札幌市新川と殺場排水処理プラントの活性汚泥を合計9.7m³だけばっ気槽へ投入した。この効果も加わり、5月9日にMLSSは3000mg/lをこえ、5月21日より余剰汚泥の引抜きを行なうに至った。この間、修理のために運転を休止していた日数を差引いても約2ヶ月を要したことになる。このように活性汚泥の生成が困難な場合、補助手段として効果的な方法は何かを調べるためつぎのような実験を行なってみた。用いた実験装置は第1章 p.88 図-1.19と同じ連続流の実験プラントで、完全混合型のばっ気槽を使用した。ばっ気槽内の水温は混合液を直接投込ヒーターで制御した。また沈澱池では温度調節を行わなかった。

実験には p. 61, 表-1.5 に示したと同じ人工下水を用いたの
で BOD₅ は 400 mg/l であったが浮遊物濃度はほとんど 0 である。
そこでこの人工下水のみによる実験の他に無機性の浮遊物を
加えるためベントナイトを 100 mg/l 添加したものと, 有機性浮
遊物を加えるために札幌市北光し尿処理場より採取した汲取
りし尿を 21.6 l/日 (このとき人工下水の濃度は 1/2 となるように
調整) 添加したものについても実験を行なった。ばっ気槽滯
留時間は 6 時間とし, 汚泥返送率 25% にそろえて運転した。
いずれの場合も種汚泥は加えていない。ばっ気槽内の水温は
6.1~8.2°C, 加温したときは 10~13°C であった。運転開始後の
活性汚泥生成の様子を図-3.9 (a)~(d) に示した。途中 MLSS の
測定を行なわなかったものもあるので, 30 分沈降汚泥量 (SV₃₀;
%) で表わしている。流入原水に対する処理水の BOD 除去
率もあわせて示した。7~8°C の場合, 人工下水のみ (a) では
2 週間経過後にようやく汚泥の増加が認められ, その頃から
BOD 除去率も改善された。水温を 12~13°C と高くしたとき
は (d) に示すように 5 日目頃からすでに汚泥量は増加し, BOD
除去率も 80% 程度に向上したが, この人工下水では活性汚

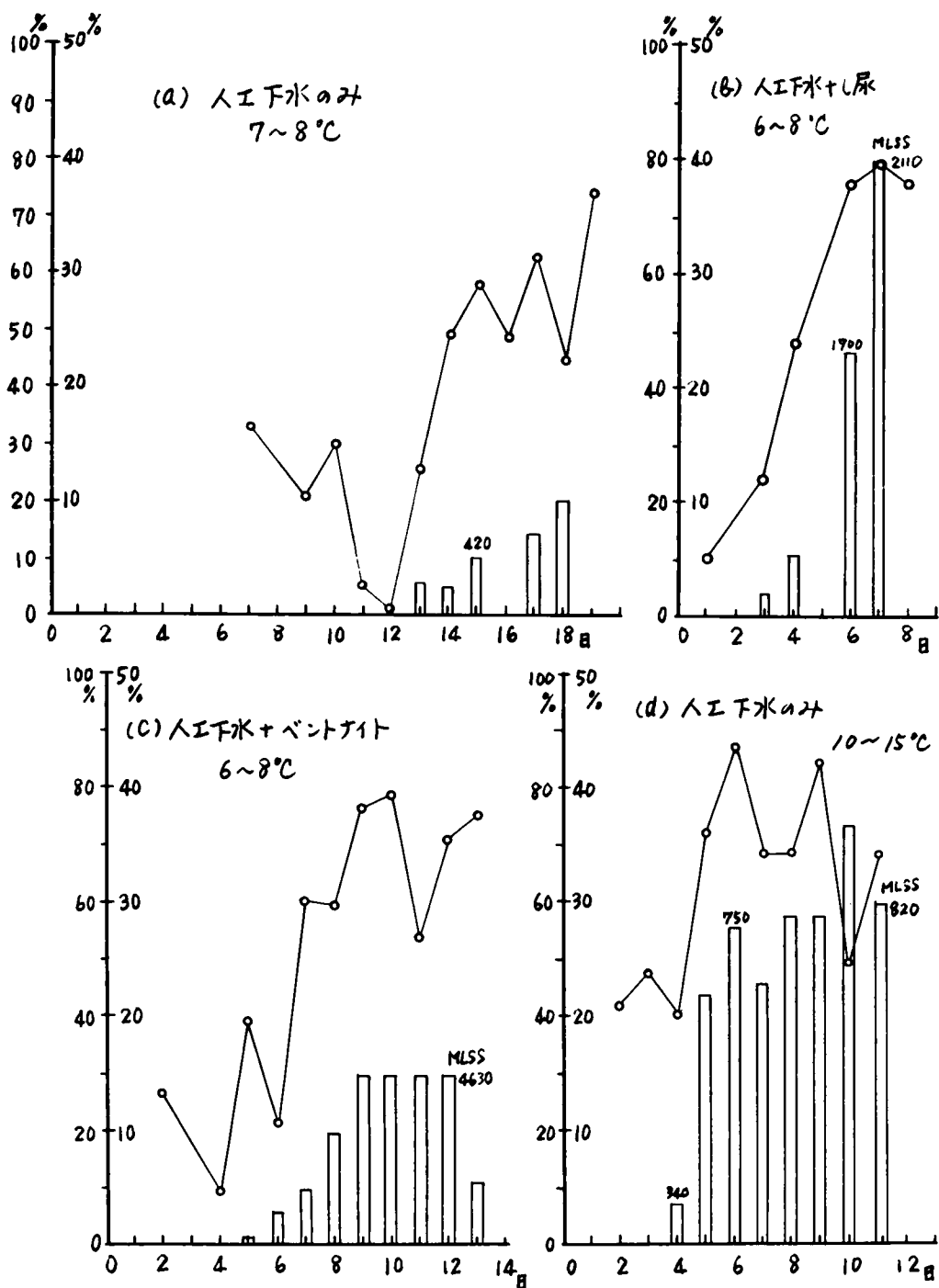


図-3.9 活性汚泥の生成とBOD除去率の変化

泥がバルキングをおこしている。こうした人工下水に無機性の浮遊物であるベントナイトを加えると8日目頃からすでに活性汚泥は増加し、BOD除去率がよくなってくる。ただし、無機性浮遊物のため活性汚泥濃度は高いにもかかわらず浄化力はやや劣っている。(b)に示す人工下水とし尿とを混合したもので7~8℃という低温にもかかわらず、4日目頃より活性汚泥は増加しはじめ、1週間目ではほぼ2000 mg/lに達した。この時のBOD除去率は約80%である。

以上の結果から考えると、水温が7~8℃の場合、溶解性の有機基質が大部分であるような下水では活性汚泥の増殖、生成はきわめて困難であるが、下水中に浮遊物質、特に有機性の浮遊物質がある程度含まれていると活性汚泥の生成は促進されると思われる。この結果は前述の真駒内下水処理場運転開始時の状況を説明するのにも役立っている。即ち、2月中の厳寒期には下水温度が低く、しかも下水の濃度が低かったため図-3.9(a)のような状態で、わずかに生成しはじめた活性汚泥も最終沈澱池からうまく返送されていなかった。ついで融雪水が流入しはじめると(c)のように無機性の浮遊物が

増加し、沉降性のよい汚泥が増加しはじめ、そこへ最初沈澱池の汚泥を返送したために(6)と同様に急激に活性汚泥が生成されたと考えてよからう。種汚泥を加えるのも丁度この(6)に相当する作用が効果をあげるものと考えられる。勿論、種汚泥を加える一つの理由として下水中にある必要量の活性汚泥性の微生物を最初から存在させて、下水中有機物を除去し、かつ微生物を増殖させるという効果は無視することはできないが、種汚泥がない場合でも、それに代わる浮遊物質を加えてやることによって、あるいは汲取し尿のように細菌群のかなり複雑な組成をもつ物質を加えることによって、活性汚泥の生成を促進させることができる。牛糞や烟土を用いることが行なわれているのも同様な効果が期待されるからであろう。

寒地下水処理場の建設直後のばう気槽の運転開始は、こうした事情を考慮すると水温のやや高くなる温暖時に行なわれることが望ましいが、やむを得ない場合には上記実験のごとく、流入下水中に活性汚泥生成に役立つ有機物に富む浮遊物質を加えてやることよいと思われる。

また、ばう気槽を一つの完全混合槽と考え、槽内での活性

汚泥の収率が最大になる時の条件としては合葉等⁽⁹⁾が示しているように

$$D_m = \mu_{max} \left(1 - \frac{K_s}{K_s + S_0} \right)$$

で表わされる希釈率 D_m で運転する方法もある。ここで μ_{max} は活性汚泥の最大比増殖速度、 S_0 は流入下水の基質濃度、 K_s は飽和定数である。この D_m の値をこえる希釈率にするといわゆる Wash out を起すので危険であるが、 μ_{max} が求まるような場合にはこうした点に近い希釈率 ($D_m = F/V$, V はお気槽容積) になるように流入量 F を定めることが考えられる。水温が低下すれば μ_{max} も小さくなるので、それだけ F も小さくしたり、時にはばう気槽で処理できる水量をへらして一部の下水をバイパスさせることになる。またこの理論では汚泥の返送を考慮していない。

4-3 融雪時の影響と対策

融雪水の流入によって下水の温度が低下すること、下水流量が増加することは既に第2章の4-2で述べた通りである。さらにまた下水水質への影響も決して無視できないことを指

摘した。こうした融雪水の流入が下水処理場の浄化成績に実際にどの程度の影響を与えているか、またそのような影響を少くするのための対策としてどのような方法があるかについて検討してみよう。

まず、年間を通じての処理状況を、北見市小泉処理場を例にとって調べてみた。年間の成績を1ヶ月ごとの平均値で示したものが図-3.10および図-3.11である。同処理場は現在約4.5万人分の下水をステップエアレーション方式で処理している。排除方式は一部に分流式の排水区域も含んでいるが大部分合流式である。解析には昭和46年度の資料を用いた。処理水量は1日平均約12,000 m^3 /日であるが、変動の幅は雨の多かった夏から秋にかけてが大きい。冬季間のうち、12～2月は流入下水量は減少し、しかも変動が少く比較的安定しているが、3月から5月にかけて融雪およびその残留効果が下水量にあらわれてくる。下水の温度は夏季は20℃に近づくこともあるが、冬季間は7℃前後とかたまり低くたり、1～3月の間は特に低水温となる。降雪と融雪をくりかえす12月と3月は水温が4～5℃まで下ることがあった。完全に下水の

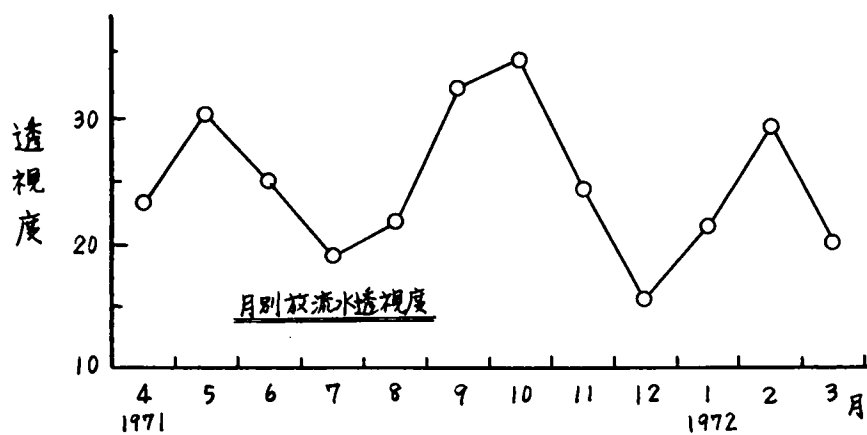
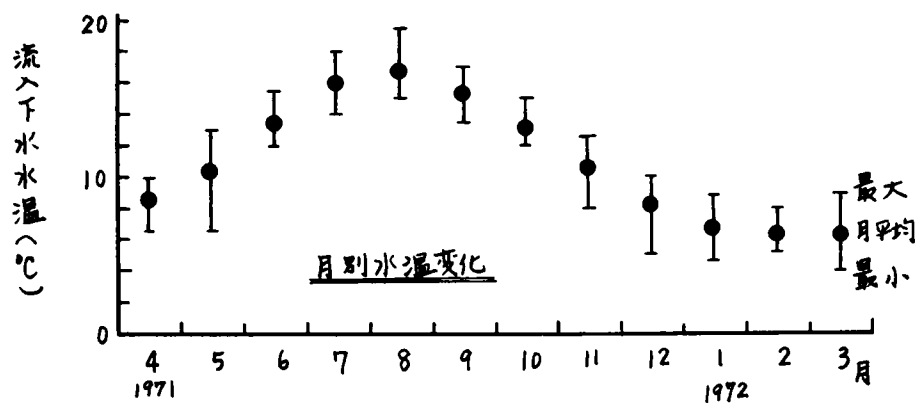
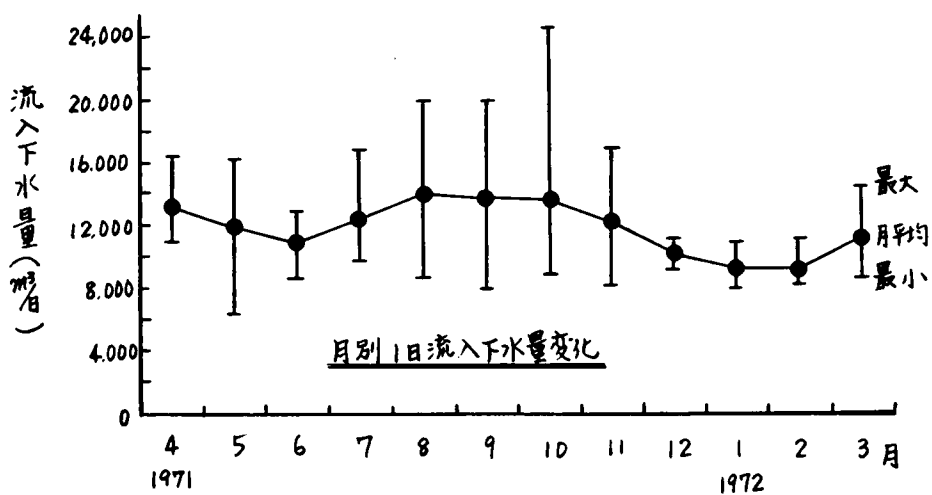


図-3-10 北見市小泉処理場の月別処理成績(昭和46年度)

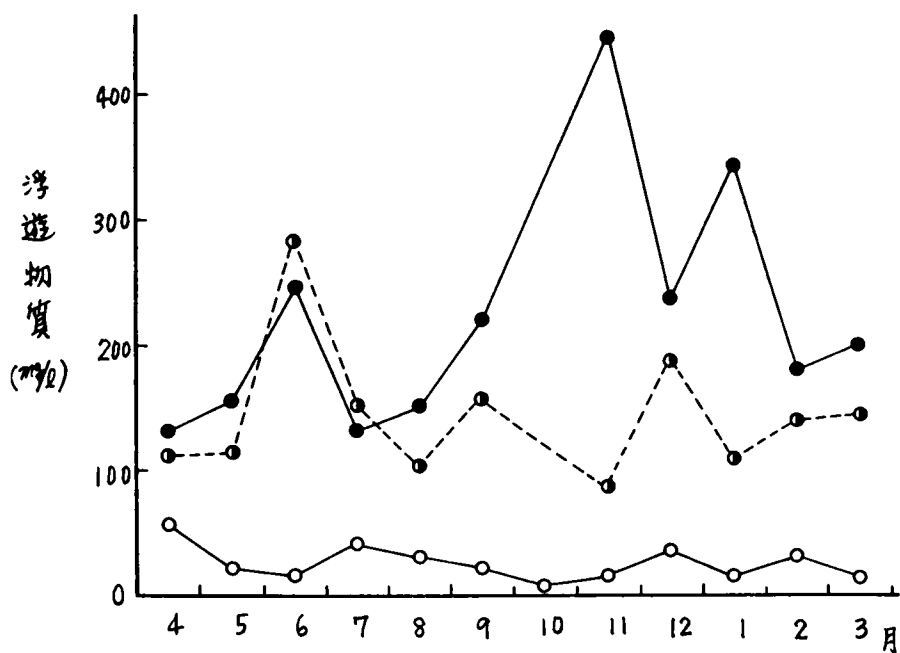
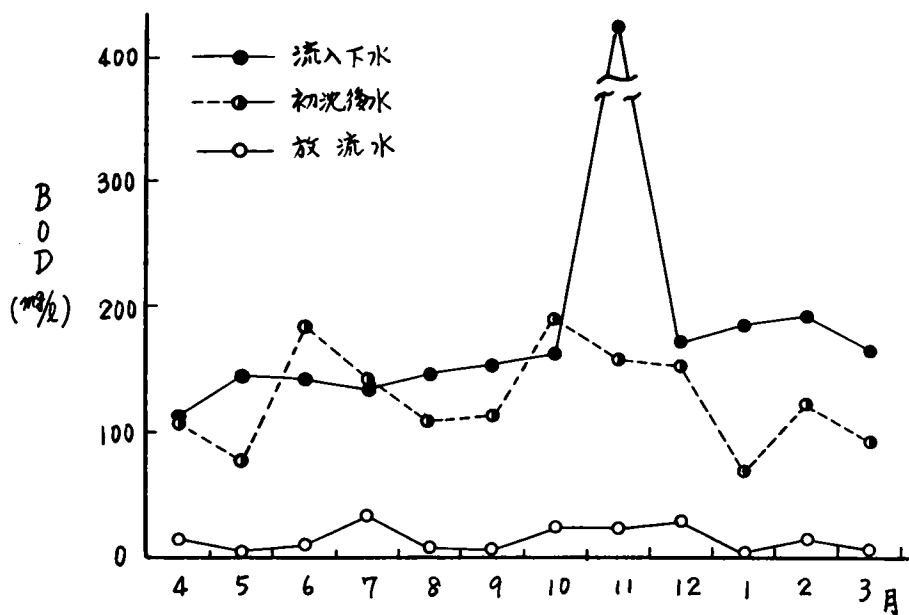


図-3.11 北見市小泉処理場の昭和46年度における月平均水質

みと思われる日の下水は $8 \sim 9^{\circ}\text{C}$ と下がっている。融雪水の多くなるこの12月、3月、4月の放流水の透視度は他の月より幾分低下している。各月ごとの平均の BOD_5 および浮遊物質濃度を図-3.11に示した。11月に BOD_5 、浮遊物質とも異常に高い値を示しているが、恐らく大雨による高濁水の流入の影響であろう。放流水についてみると、特に冬季間も、また融雪水の影響を受けたと思われる月にもあまり大きな変化はない。この期間のばつ気槽における MLSS 、 SVI および BOD-SS 負荷を調べたのが図-3.12である。処理水質の変動と BOD-SS 負荷の変動とが並行していること、負荷が大きくなったときに SVI が大きくなること、3月の融雪期は MLSS が高くなり、 BOD-SS 負荷を下げることができたために SVI の低下をもたらし、良好な処理水質と下がっていることがわかる。

いま一つの例として道内S市S処理場の昭和47年の1月～3月の成績を調べてみよう。1月の様子はすでに第1章 p.42 図-1.11に示したが、2月、3月の処理状況を図-3.13から図-3.16に示した。比較的短時間の影響は2月14～15日およ

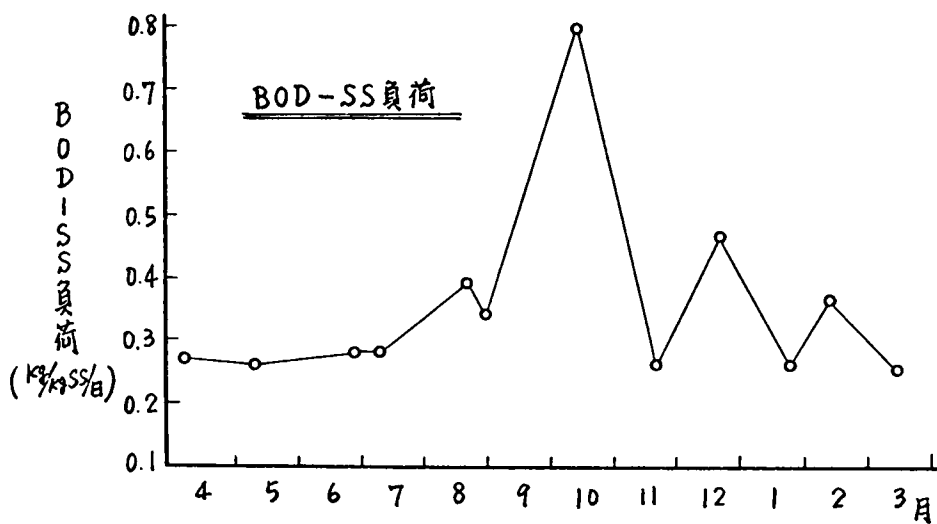
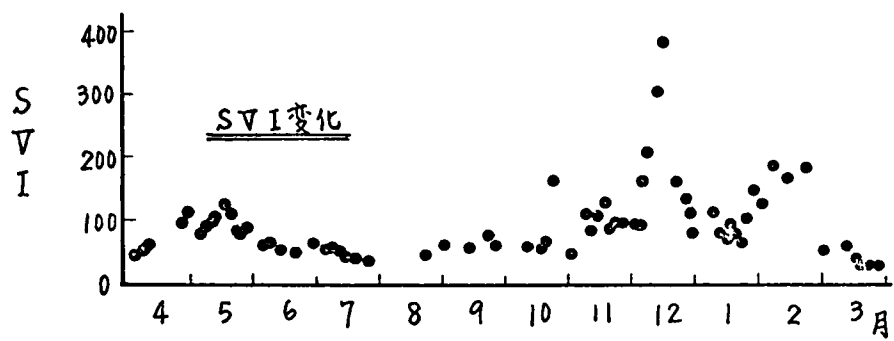
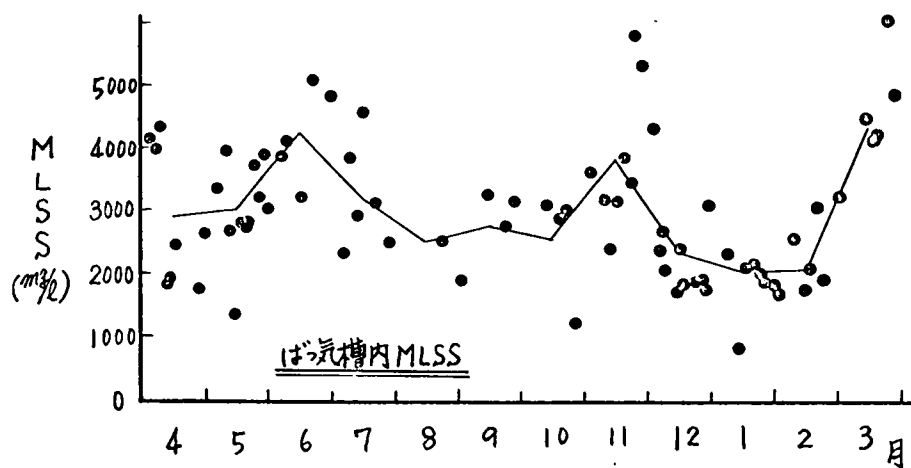


図-3.12 北見市小泉下水処理場 (46年度)

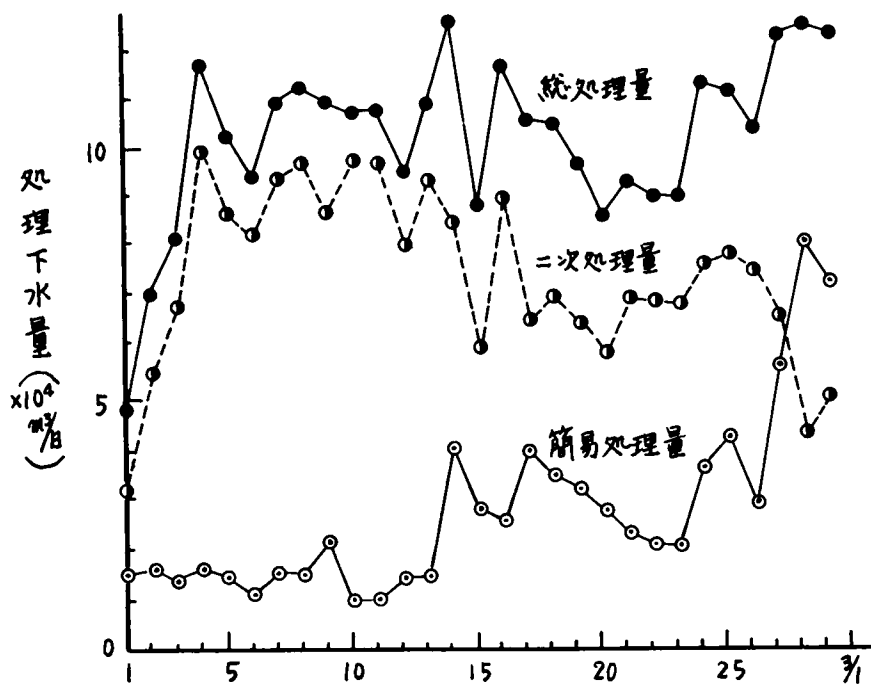
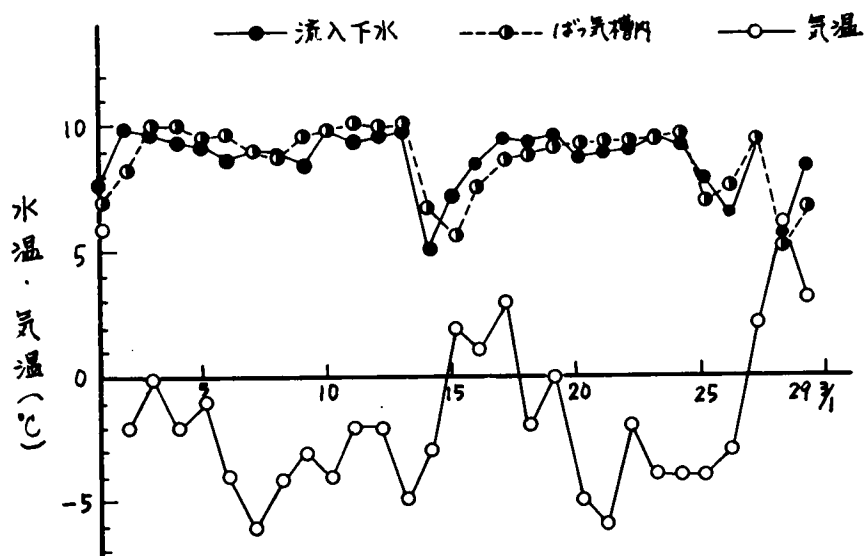


図-3.13 S市S処理場の昭和47年2月の下水量と水温

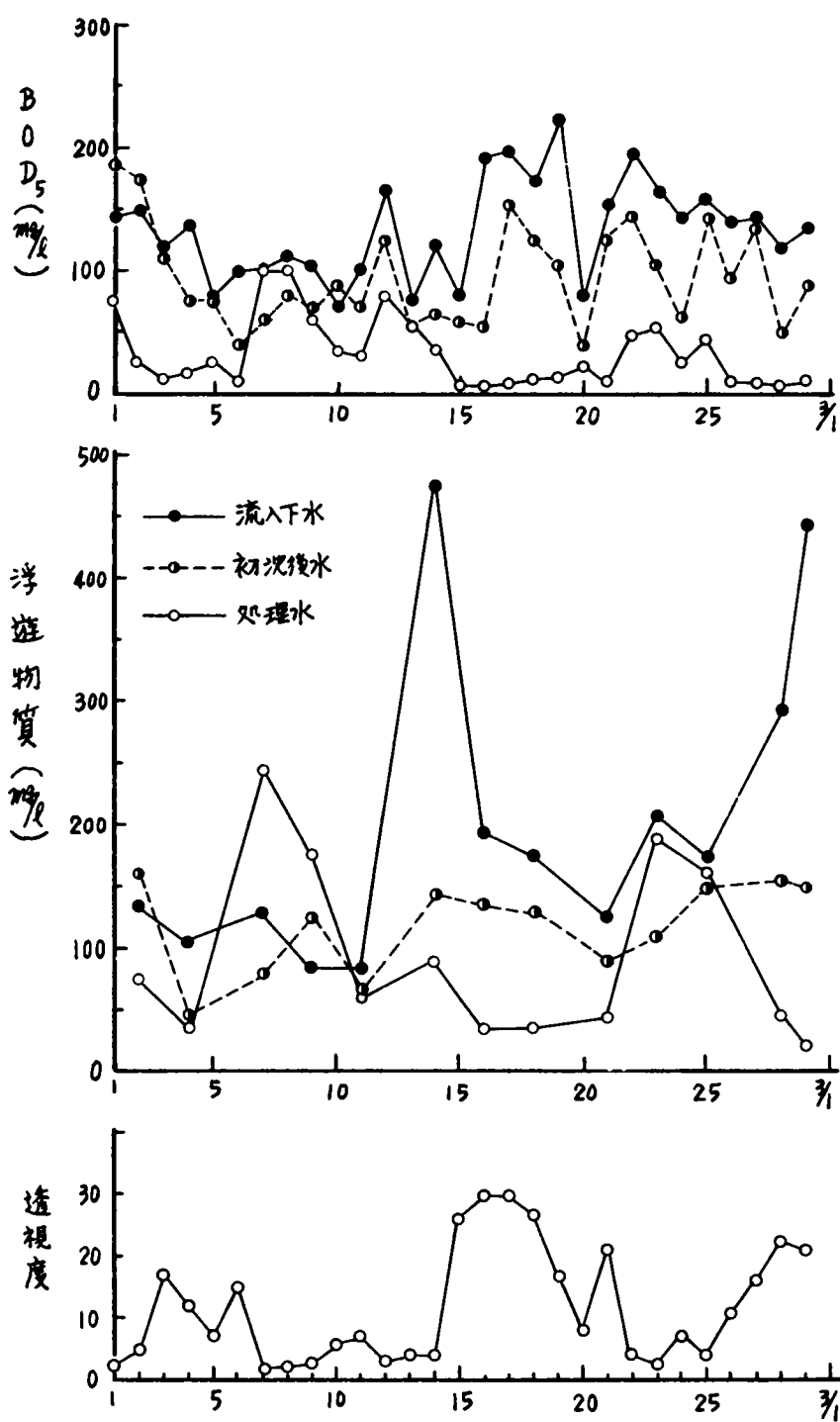


図-3.14 S市S処理場における昭和47年2月の処理成績

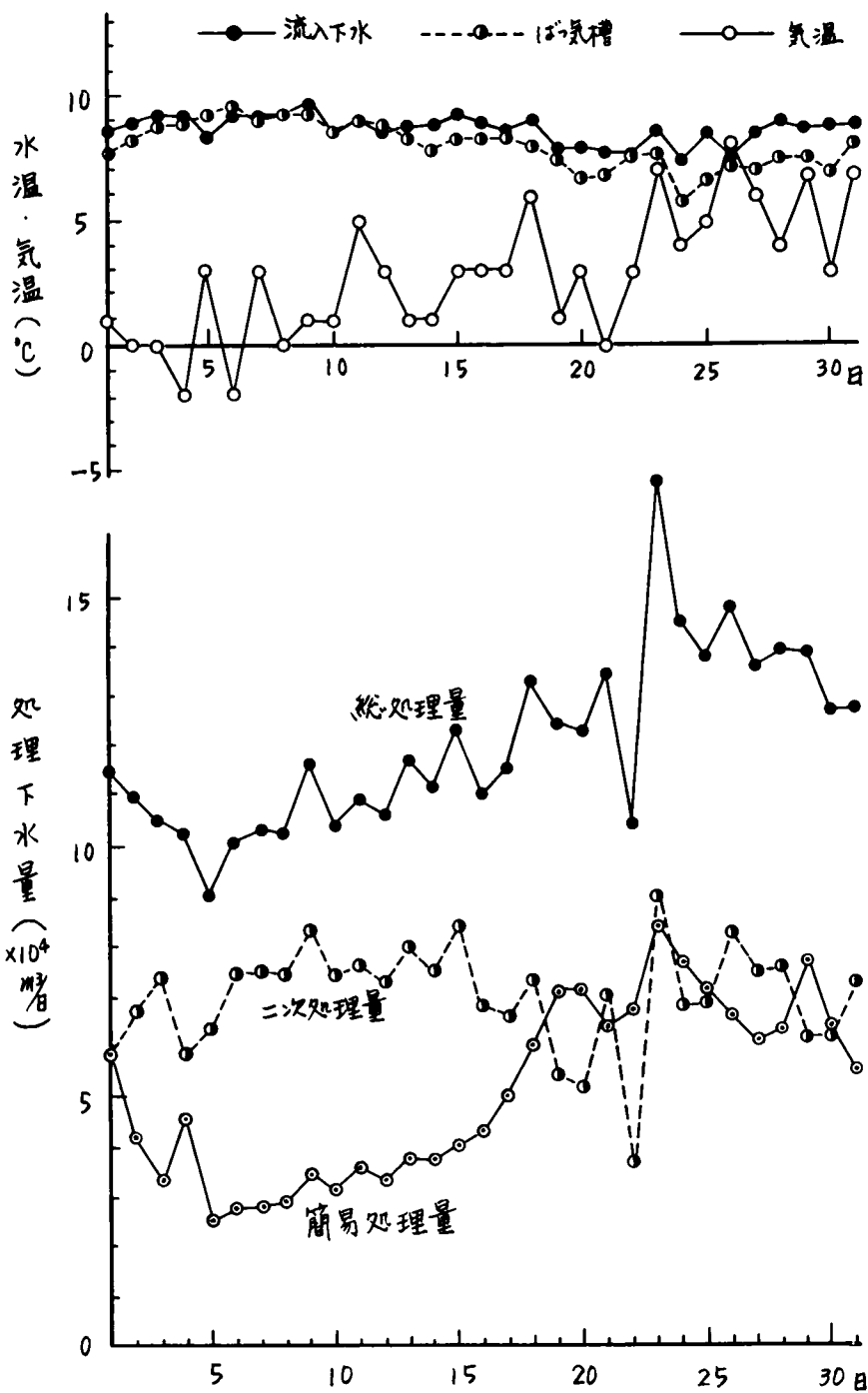


図-3-15 S市S処理場の昭和47年3月の下水水量と水温

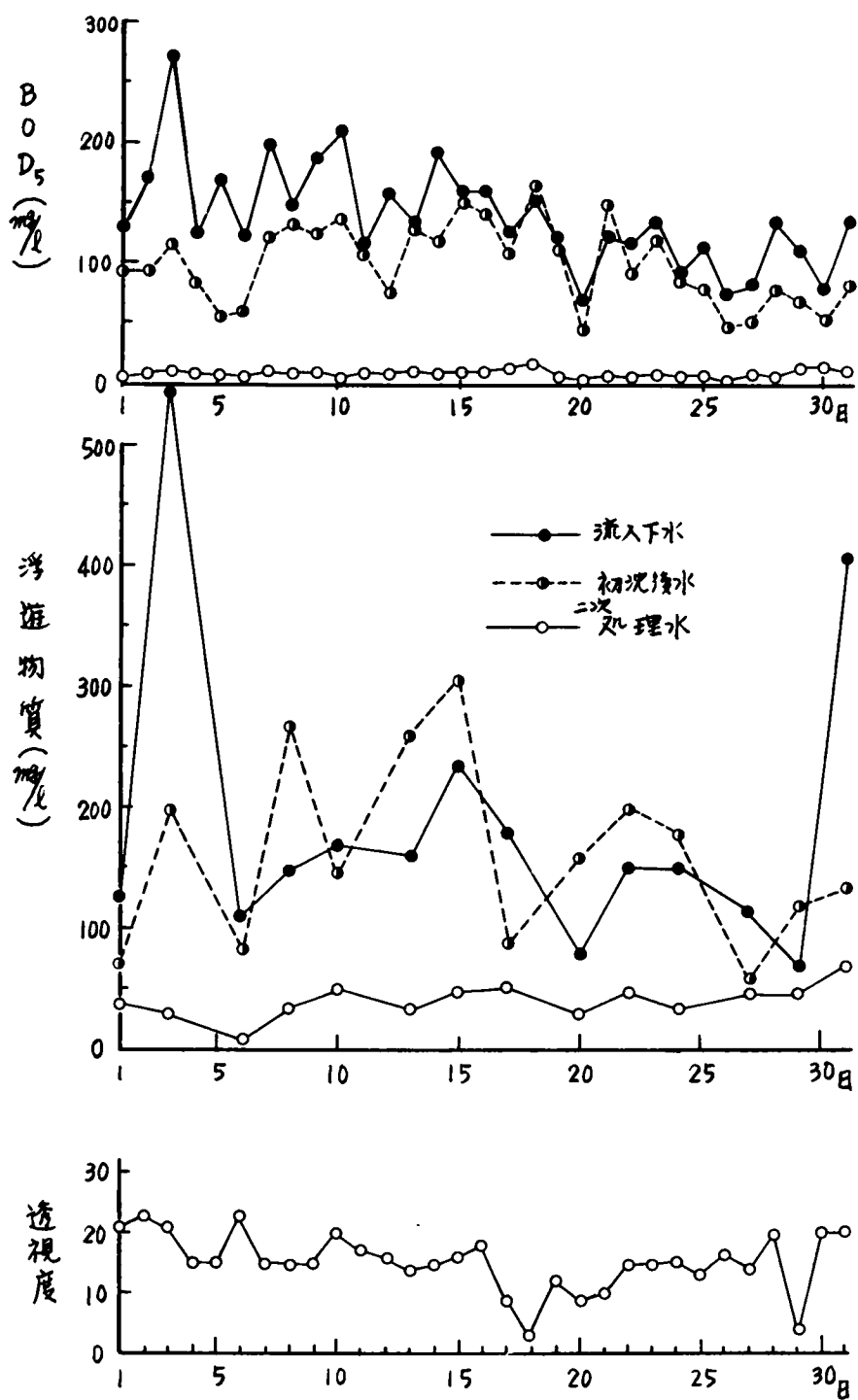


図-3.16 S市S処理場における昭和47年3月の処理成績

び2月27～29日に、継続した融雪は3月20日以降にあらわれている。2月14日には98mmのミゾレまじりの降雨による融雪で、流量の増加と共に下水の温度が5℃近くまで下った。

これは2月27日(65mm)、2月28日(12mm)の降雨による融雪でもあらわれている。いずれの場合も最初沈澱池流出水中の浮遊物質の増加は認められるが、二次処理水への影響はほとんどみられない。これは同処理場が図中にも示されているように、二次処理を行おう水量をある程度制限し、融雪によって増加した下水を一部分最初沈澱池を通すのみの簡易処理で放流していたため、流入下水のBOD₅や浮遊物質濃度の上昇の影響だけをばっ気槽へ受入れていたためである。3月後半に入って融雪が継続し、流入下水量が増加し、そのため布帛の影響を受けて流入下水のBOD₅が減少傾向になっている。ばっ気槽内の水温も全体に低下しているが、処理水のBOD₅に大きな変化はみられない。しかし処理水の浮遊物質や透視度は次第に悪くなっていく様子が図-3-16から認められる。

これらの二つの例を示すに止めるが、北海道内の他の下水処理場においても同様の現象がみられる。共通して云えるこ

とは、急激な融雪は温暖時の降雨による出水と同様に流入下水の流量および濃度を増大させ、水温の低下と共に負荷の急増をきたす。ただし、その継続時間が短い場合にはあまり大きな影響はみられない。融雪が継続して起る時期になると、下水温度の全般的な低下とともに下水の濃度は幾分低下する。恐らく地中へ浸透した融雪水の下水管内への浸入も加わっているためであろう。こうした時には処理水の浮遊物質濃度が高くなり、透視度が不良となるが処理水のBOD₅はあまり変化がみられない。また、こうした影響は融雪が終る4月以降にも残留し、本来の成績にもどるのは水温のやや上昇する5月以降となる。

幸いに道内の下水処理場では第3章2-2(p.242)にも示したように現在はまだ比較的低負荷で各ばっ気槽が運転されているため、前記の例のように処理水の悪化が或程度くい止められている。しかし、今後さらに負荷が大きくなってきた時にはより大きい影響をうけるおそれがある。そのような時の対策としては、既に前記の事例で示されたように、一つの方法としてはS市の処理場で行っている通り、ばっ気槽へ

の流入水量を制限し、負荷の急増を防ぐことである。ただし、これでは処理場からの放流水質は悪化し、水質汚濁防止の点では好ましくない。いま一つの方法は北見市の例にみられたように、融雪が予想される期間にはばつ気槽のMLSSを高めて、BOD-SS負荷を小さくするように操作することであろう。

MLSSを増加させる時には、付随的に酸素の供給能力の増強などの配慮も必要となるが、この点に関しては既に本章第2節2-2で述べた通りである。他に、特に処理水の浮遊物質濃度を低下させねばならない場合には、現在二次処理の高度化として種々検討されているように、ばつ気槽への凝集剤の添加が考えられる。二次処理水を別に凝集沈澱させれば理想的ではあるが、融雪時期のみの対策であれば、注薬設備をばつ気槽に取りつけておくだけでおおむね所期の目的を達成できると思われる。

第5節 結 語

本章では寒地下水処理場を建設し、あるいはその後処理場を運転管理してゆく上で生ずる技術的な問題に関して検討を行ってきた。その結果を要約するとつぎのようである。

まず最初に寒地の下水処理場を設計する場合に生ずる技術的な問題点について検討を行い以下の結論を得た。

- (1) 低水温になるとばっ気による総括酸素移動係数は小さくなるが、酸素の飽和濃度が低水温時に大きくなることに助けられ、 20°C のときと比較すると、溶存酸素レベルを高く保っている時ほど低水温での酸素溶解速度の増加が大きい。活性汚泥の呼吸速度の低下の影響も加わり、低水温時には酸素供給過剰となり易い。
- (2) 低水温時にはばっ気槽内活性汚泥に対し温暖時よりも低い負荷で運転できるように、頭初からBOD-SS負荷を小さくなるよう設計すべきである。既設の処理場の実績および実験プラントの成績を考慮すると、たとえば水温が 10°C に下れば1日の平均値で $0.3 \text{ kg BOD} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ 以下、あるいは $0.25 \text{ kg COD (Cr)} / \text{kg MLSS} \cdot \text{日}$ 以下の有機物負荷とすべ

きであろう。より低い水温が続くときはさらに低負荷とすることが望ましい。

- (3) 最終沈澱池の水面積負荷は低水温時の活性汚泥バルキングを考慮して、 $15 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ 以下となるように十分な容積をもたせることが望ましい。さらに活性汚泥が返送されるまでに十分な代謝時間が得られるような配慮が必要であろう。

こうした基本的な設計上の問題に加えて、寒地の下水処理場を設計する時にはつぎのような細かい配慮がなされねばならない。

- (a) 寒地下水処理場は下水の冷却を防ぐのみでなく、処理場従業員の作業を保護し、完全な得守を行なうためにも上屋、または覆蓋が必要である。上屋を設けることは臭気対策や処理場の上部を利用する上で好都合である。ただし構造物としての強度やその防食についての十分な配慮が必要である。

- (b) 上記の目的のため、平面配置をできるだけコンパクトにすることが望ましい。

(c) 厳寒期に配管内での液体の凍結することと防止することは運転管理のみではなく冬季の浄化作用を保証するためにも不可欠である。そのためには単に保温対策をとるだけでは不十分で、配管を可能なかぎり屋内あるいは地中へ埋設することの他に、管内の液体の流動が停止する時間が長くなるときは管内にその液体を貯えておかず、完全に排出できる構造にしておくことが必要である。

以上のような寒地向きの対策を行なった下水処理場で、さらに冬季間に生ずる運転管理上の問題として特に浄化率を維持するための対策と活性汚泥の生成の困難さについて考察し、また融雪時の影響と対策について実際処理場における経験をもとに検討した結果つぎのような提案を行なった。

(i) 低水温時にも活性汚泥の浄化効率を高く維持するには、少なくともばつ気槽における活性汚泥濃度を温暖時より高くして運転し、有機物負荷を軽減してやることが有効である。

(ii) さらに活性汚泥が基質を吸収した後に、充分な代謝のための時間ととりうるよう、汚泥再ばつ気時間をおくか、

あるいはばっ気槽や最終沈澱池での汚泥の実際の滞留時間を長くする工夫をなすべきである。

(iii) 低水温時には活性汚泥増殖速度も小さくすることから考えて、冬季に活性汚泥をはじめて育成させることは容易ではない。温暖時に運転を開始することが望ましいが、止むをえず低水温時に活性汚泥の急速な生育をはかるためには、流入下水中に有機性浮遊物を多くし、ばっ気槽内混合液の固形物を増加させてやることが有効である。

(iv) 低温の多量の融雪水が流入する時期には、流入下水の水温が下るだけでなく、下水の水質にも大きな影響を及ぼすが、その影響は特に処理水の浮遊物質の増加としてあらわれる。処理水の BOD_5 濃度には現在のところまだ大きな影響はみられない。

(v) 融雪時期にも良好な処理水質を維持するためには、(i)と同様に $BOD-SS$ 負荷を軽減することが有効である。他に凝集剤を補助的に使用する方法や、最終沈澱池の水面積負荷をはじめから思い切って小さくしておくことも考えられる。

以上のような対策を予め考えて寒地の下水処理場が建設され、また運転管理されるならば、温暖地方とくらべて特に浄化成績の変らないものとする事ができるであろう。ただ、現在までの研究では、下水が低水温になった場合に、処理水中のアモニア窒素を除去し、十分に硝酸化をはかるという点に関しては標準活性汚泥法で考えられている滞留時間以内では非常に困難である。硝化—脱窒素工程の組合せで窒素除去を期待するためには、十分に長い滞留時間を与えるしかない。短時間に効率よく脱窒素を行なうためにはむしろ他の方法を採用した方が有利ではないかと思われる。この点に関しては今後の研究課題である。

さらにまた、寒地下水処理場における汚泥の発生量に関する考察を充分に行なうことができなかった。汚泥の最終処分としてどのような方法をとるとしても、冬季間の汚泥処理は難しい問題を多数含んでいる。これを検討する時の基礎になる汚泥の発生量および汚泥の性状について、特に低水温時にどのような影響をうけるかは明確にし得なかった。基礎的研究としては、下水中有機物除去量とその活性汚泥への転換率

が水温によってどの程度変化するか、また、活性汚泥の自己酸化速度の温度による変り方について知る必要がある。また実際の下水処理場における汚泥発生量の測定に当っては、処理場内で特に汚泥処理工程から下水処理工程への汚泥固形物の返送量が正確に把握されていない。そのために浮遊物質除去量や有機物除去量と汚泥発生量との関係がつけにくくなっている。こうした点は寒地の処理場に限りない。今後下水汚泥処理に関する問題の重要性はましてくると思われるので一層こうした面での研究を進めてゆく予定である。

第5章 結 論

以上3つの章に分けた研究によって、わが国の東北、北陸、北海道のような積雪の多い寒冷地で建設される下水処理場が、寒冷の条件、あるいは積雪と融雪を繰返す冬季の気象条件下でどのような影響をうけ、その対策としてどのような方法があるかをみてきた。以下にその結果を要約し、今後なお残されている問題を指摘し、研究の進むべき方向を示しておきたい。

第1章では寒地における下水処理に関する基礎的な問題として現在すでに広く行なわれている活性汚泥法による下水浄化法を中心に検討を行なった。下水処理を最初沈澱池における浮遊物質の除去とばう気槽における溶解性有機物の除去とに大きく分けて、この両方の作用が冬季の寒冷条件でうける影響を調べた。その結果、下水中の浮遊物質の沈降速度の点では水温が下ることによって除去される浮遊物の量は減少することになるが、実際の処理場では沈降速度の低下のみではなく他のいくつかの原因と重なることによって沈澱効果の悪化をきたしている。特にその中では融雪水による流量増加が

最も大きな影響を与えている。

つぎにばっ気槽での溶解性有機物が除去される過程での水温低下の影響を調べた。特に溶解性有機物の大部分が下水中から除去される初期のBOD除去に関して、除去速度係数を指標として水温低下の影響をみた。標準活性汚泥やそれに近い活性汚泥変法の場合に、下水中から大部分の有機物が除去されてしまうまでの時間は比較的短いが、その様子は除去速度係数で整理できる。しかし下水中の有機態、あるいはアンモニア態の窒素の除去は水温が 10°C 近くに低下すると極端に不良となる。即ち硝化作用が特に水温の低い場合におとろえ、BOD除去よりも大きな影響をうける。この硝化作用のおくれをおぎなう方法は今のところ見出してはいない。

活性汚泥法が低水温時に最も大きな影響をうけるのはこの窒素除去作用の劣化であるが、処理作用全体としてみた場合に処理水質の悪化をもたらすのは低水温時に沈降性の悪い活性汚泥ができるためである。そのためには活性汚泥に対する有機物負荷の大きさが問題になる。いくつかの実験結果から、低水温時、特に 10°C 前後に水温が低下したとき、限界と思わ

れる負荷として1日の平均値で $0.3 \text{ kg BOD/kg MLSS} \cdot \text{日}$ という値を見出した。

第2章では下水の温度低下が活性汚泥法を用いる場合に問題になることから、下水の温度を冬季間どのように管理すべきかについて研究した。まず下水の排出された場所からその水温に影響する因子を順を追って検討したが、最終的に下水処理場へ到達する点での下水の温度に大きな関係をもつのは、下水管が敷設されている地中の温度であり、また地下水の影響が非常に大きいことを見出した。さらに融雪水の浸入は水温低下に大きな役割を果し、流量の増加と水質の悪化の両者が処理過程に影響することとなる。従って融雪水をできるだけ下水管へ入れない方法を考えることが積雪寒冷地での下水道建設では一つの大きな問題になると考えられる。

処理場へ到達してからの下水を加温することは容易ではない。そこで処理場の内部での下水の熱損失について数値計算を行ないながらどの部分での温度低下が大きいかを比較してみた。その結果は実例としてあげた真駒内下水処理場の場合、覆蓋のないばっ気槽における水面からの熱損失が最も大きい

ことが判ったが、他の処理場でも同様なことがいえるであろう。従って、ばう気槽をはじめ、処理場内の各施設には覆蓋あるいは上屋をもうけることが寒地の処理場では必要であるといえる。

第3章では以上の基礎的な考察や検討結果をもとにして、寒地における下水処理場を設計、建設および運転管理する上でのいくつかの問題点をあげ、それぞれに対応策を示したもので、本研究の結論ともいえる部分である。第3章第5節に要約したが、重複をかえりみずいゝ度記しておく以下のようになる。

まず処理場設計の基準となる数値の中で、ばう気による酸素溶解速度が水温の低い場合には大きくなることを指摘した。寒地下水処理のいくつかの不利益な点があげられるなかで、この点のみは有利な作用であり、MLSSを高く維持するための助けとなっている。ついでばう気槽での有機物負荷の限界値を第1章の結論から $0.3 \text{ kgBOD/kgMLSS日}$ と考えられることを述べ、容積負荷への換算にはMLSSをどこまで高めうるかにかかっていることを指摘した。さらに最終沈澱池の水面積負荷のとり

方を、現行の指針である $20 \sim 30 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ より小さくし、最大 $15 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{日}$ に下げることとを提案した。またそれだけでなく、活性汚泥の代謝のための時間を何等かの方法でとるべきであることに言及した。

処理場の運転管理を容易にするために、既に第2章で上屋又は覆蓋の必要性を指摘したが、その他に上屋を設ける場合の留意点をさらに挙げ、また処理場全体の平面配置をできるだけコンパクトにすることが寒地下水処理場では有利なことを指摘した。これは屋上の利用、防臭対策からも有効である。さらに配管類の凍結防止対策として、管内液の完全排出設備の必要性をのべた。

寒地処理場の運転管理上の問題として、最後の節では冬季間の浄化率を高く維持するための方法はばつ氣槽での活性汚泥濃度を高く保つことにあることを指摘した。つぎに、冬季に活性汚泥をはじめから生育させることの困難さを示し、止むを得ずそのような事態になった場合には、有機性浮遊物を下水に加えてやることを有効であることを示した。最後に融雪時の対策として、処理水質の悪化は浮遊物濃度が高くなる

ことに現われるので、有機物負荷の低減のためにMLSSを高くすること、補助的な凝集剤の使用が考えられることを述べた。

以上の幾つかの結論はすでに北海道内の下水処理場では実行しているものも多く、その効果は実績としてあらわれている。しかし、既に途中でも触れたように、なお残されている問題は少なくない。そのほかでも今後早急に解決しなければならぬと思われるものを以下に挙げておこう。

まず第3章第5節でも述べたように、冬季における寒地下水処理で現在最も大きな関心をもたれている問題は下水汚泥の処理・処分である。どのような最終処分法をとるとしても、寒冷な時期にしかも積雪地では運搬の困難さをはじめ脱水機の性能低下などにも多くの問題がある。加えて、余剰汚泥について考えてみると、汚泥の自己酸化速度の低下は汚泥発生量の増加をきたすのではなからうかと思われる。この点に関して検討に着手はしたが、未だ明確な結論が得られていない。

つぎに、現在の生物化学的処理法においては処理施設の容量を小さくして処理時間を短縮することは施設建設の経費を節減することになるし、また寒冷地下水処理場では下水の温

度保持の点でも望ましい。しかし逆に生物化学的な反応速度の低下が冬季にさけられないとすれば、反応時間を延長するために施設容量を拡大する方向へ進まざるを得ない。容量拡大による経費と、それをのがれるために下水を加温するための経費との比較検討を行わねばならない事態も遠からず生起するであろう。そのためには必要にして充分な両者の設計基礎資料を蓄積しておく必要がある。

また、放流水域の富栄養化防止の点で下水処理水質の基準が引きあげられ、寒地の下水処理場でも窒素除去が要求された場合に、標準活性汚泥法を中心に考えていたのでは大きな問題となる。何故ならば、硝化作用を十分に進めることさえも困難であり、そしてその後、三次処理として脱窒素工程を付加する方式では施設容量が非常に大きなものとなり、こうした方向では建設費の点で実行不可能に近い。水温の低下にあまり影響をうけない脱窒素法を開発するか、あるいはこの場合も思い切って下水を加温するか、いずれかの判断を求められることとなる。そのためにはこの両方向での研究の進展をはかる必要がある。

最後に、活性汚泥法を利用する時に、汚泥管理として特にバルキングの防止が常に問題となる。バルキング現象の起る原因の探求をはじめとして、バルキングに関する研究は未だ充分な成果が得られていない。寒地の下水処理ではバルキングの防止を最重点の目標として負荷の設定を考えてきたが、逆にバルキング現象が起ってもそれを利用した処理操作を考えるならば本研究の結論は大幅に変わってくる。その一つのあらわれが最終沈澱池を重力沈降にたよることなく、浮上分離法を採用して汚泥を返送する方法の採用である。この実施例も既にあるが、効果の評価は未だ行なわれていない。こうした点を含めて、活性汚泥法のプロセス全体を改めて見直すことも必要ではないかと思われる。

謝 辞

表題の研究に着手したのは昭和34年の春であった。当時北海道大学工学部衛生工学科下水工学講座担任の野田匡六教授と共に、北海道で利用できる下水処理法の研究を計画したことから始った。札幌市においても市の下水道整備計画樹立のために、当時の日本水道協会からの委託をうけ市内元町に汚水処理試験所を設け、処理実験を開始しようとしていた。野田教授と共にこの実験施設の運転を引受けて実験を開始した。以後すでに10数年の年月を経過してしまった。この間、野田教授は豊富な経験と諸外国における実例をもって本研究の針路を示して下さった。途中停年で御退官になるまでに基礎的な研究の大半を終ることができた。その成果をもとにして道内に新しく建設されつつあった下水処理場の設計に対していくつかの提言を行ない、実施設計に組入れてもらうことができた。現在運転されている処理場のうち、昭和40年以前に基本設計を終ったものには野田教授と共に計画に参加したものが多い。その後、寺島重雄教授を新しく下水工学講座の担任として迎え、融雪水と下水との関連での研究に取り組むことと

なり、とかく室内実験に止りがちな研究を実際の下水処理場から得られた成績をもとにして、実務的な方向へと展開することができた。この間、両先生からは暖いお励しと厳しい御指導をいただいた。ここに厚く御礼の言葉を述べ感謝の意を表したい。

また筆者が北海道大学工学部へ赴任以来、京都大学工学部衛生工学科の恩師岩井重久教授には、終始研究の進行に御配慮を賜り、適切・有効な御助言をいただいた。また本論文取まとめの最後まで御指導いただいたこととも合せて深甚な謝意を表する次第である。

研究の遂行にあたっては多くの諸先生、諸先輩にご助言やご協力をお願いした。京都大学工学部平岡正勝教授、同井上頼輝教授、北海道大学工学部丹保憲仁教授、同堀田和文教授、同遠藤一夫教授には特にお世話になった。また、京都大学在学中より引続き、本研究継続中引続いて最も御迷惑をかけたのは現国立公害研究所合田健先生であった。おわびの言葉と共に感謝の言葉を申し上げる次第である。

研究室において数多くの実験や資料の解析に多大の協力を

していただいた現在公衆衛生院衛生工学部真柄泰基君，現在北海道開発コンサルタント(株)下水道部高畑征三郎君，助手寺町和宏君の功績は本研究の半ば以上を支えている。また，実験装置の製作，運転にあたっては本研究のはじめから全面的に本学教務員の駒形進君にお世話いただいた。本論文の作製にあたっては新沼玲子さんに片腕とあって協力していただいた。これら多くの研究室の同僚諸君には紙面上では感謝の気持ちを表わし尽せない。

北海道内の下水処理場からは本研究遂行のために幾多の御援助をいただいた。処理場のみではなく各都市の下水道担当部局の各位からも多大の御便宜をはかっていただいた。お名前を一人一人あげていると本論文の紙数と同じ位になるであろう。矢れながら省略させていただくが，ここに今一度御礼の言葉を申し上げる。

また本論文の中に示した実験の遂行には北海道大学工学部衛生工学科で卒業論文作製のために学生諸君が共に苦勞して下さったものが多い。全員の名をあげて感謝の意を表したいが，特に第1章の第5節に関する実験では，当時学部学生

として北村昭男君，林田進君の，第1章第4節の実験では修士課程大学院学生として河村功一郎君，高柳枝直君，加藤正昭君の，また第2章第4節の測定では学生として金山破魔男君の労におうところが大きい。ここに記録して感謝の意を表しておく。

最後に筆者が活性汚泥を研究の主題として取上げた最大の動機は，故島崎孝彦氏が昭和10年に北海道大学工学部へ提出された学位請求論文「促進汚泥法ニ依ル下水処理ノ実験的研究」（昭和12年1月工学博士号授与北大工学部第1号）を目にして，活性汚泥法に関する研究に興味をいだいたためである。島崎氏の研究以来40年以上の年月を経過しながら，研究の進歩は他の分野に比して遅々たるものを感じると共に，また遂に島崎氏の研究がそれだけ進歩していたことを示すものとも考えられる。筆者をこの研究へと導かれた島崎氏の霊にこの論文をささげたい。

参 考 文 献 (諸論関係)

- (1) 下水道協会北海道支部昭和50年1月資料
- (2) 日本下水道協会 “公共下水道統計 第21号” (昭41.4月)
- (3) 神山桂一 丹澤憲仁 “石狩川上, 中流部における汚濁許容負荷” 第4回衛生工学研究討論会講演論文集, p.77
(昭42.1月)
- (4) 北海道生活環境部 “環境白書 昭和50年版” 北海道
(昭50.7月)
- (5) 札幌市衛生部 “札幌公害” 札幌市 (昭45.12月)
- (6) 中村豊ほか “札幌市, 下水処理に依る市内河水の汚染度についての調査, 特にそのBODの成績” 北海道立衛生研究所報3集, p.41 (昭27)
- (7) 大蔵武 “石狩川水系の水質と水質汚染調査, 問題点” 用水と廃水, Vol.2, No.3, p.24 (昭35.3月)
- (8) 北海道湖沼庁 “湖沼庁管内河川・湖沼・浅海並に工場廃水調査報告書” 昭和35年度 (昭36.4月)
- (9) 北海道湖沼庁 道立水産試験場湖沼庁場 湖沼庁管内水質保全協議会 “湖沼庁管内河川湖沼並に工場廃

水調査報告書” 昭和36年度, (昭37)

- (10) 岡本剛 “パルプ工場の廃液による水質汚濁の調査方法
に関する研究” 昭和21年度北海道科学研究費研究報告
書, (昭30, 5月)
- (11) 原田基彦 “十勝川水系における汚濁の実態” 用水と
廃水, Vol. 6, No. 7 p. 565 (昭31, 7月)
- (12) 谷 延泰 “港内水の自浄作用—小樽港内の水質調査—”
北海道小樽緑陵高等学校創立五十周年記念研究論文集
p. 31~45 (昭38, 12月)
- (13) 神山桂一 “小樽運河の水質汚濁調査結果と浄化対策の
提案” 土木学会北海道支部昭和41年度論文報告集
p. 211 (昭50, 2月)
- (14) 五十嵐彦仁 “北海道における鉱工業排水と水産被害”
榊書房 (昭31)
- (15) 東京天文台編 “理科年表” 第31冊 丸善 (昭41)
- (16) N.M. Popova and G.T. Eroshina “The present state of
purification of town sewage and the trend in research
work in the City of Moscow” Advances in Water Pollution

Research, Vol. 2 p. 47 (1964) Pergamon

- (17) С. В. ЯКОВЛЕВ и Т. А. КАРЮХИНА "Рисчет аэротенков с регенераторами." Водоснабжение и санитарная техника, (1966, сентябрь) p. 15
- (18) N. G. McDonald "Activated Sludge Treatment at Edmonton, Alberta." Sewage and Industrial Wastes Vol. 31, No. 8, p. 909 (1959, Aug.)
- (19) 日本水道協会 "下水道統計" 第17号 (B231)
- (20) 日本水道協会 "下水道統計" 第11号 (B631)

参 考 文 献 (第1章関係)

- (21) W. J. Benzic, H. O. Larkin and A. F. Moore "Effects of climatic and loading factors on trickling filter performance."
Jour. W. P. C. F., Vol. 35, No. 4, p. 144 (1963. Apr)
- (22) 寒冷地下水処理方式調査専門委員会 "寒冷地下水処理方式調査専門委員会報告書" 水道協会雑誌 第341号, p. 51 (昭38. 10月)
- (23) 合田健, 中西弘 "活性汚泥法による気槽の機能に関する研究(そのII) —微生物反応における汚濁性有機物の示標について—" 水道協会雑誌, 第354号, p. 29 (昭31. 3月)
- (24) B. J. McCabe "Mathematical Formulation of the Biological Oxidation Process." Advances in Biological Waste Treatment, ed. Eckenfelder and McCabe, Pergamon Press (1963) p. 265~268
- (25) W. W. Eckenfelder, Jr. and D. J. O'Connor "Bio-oxidation of Organic Wastes Theory and Design." Civil Eng. Department, Manhattan College (1957) p. 7
- (26) N. H. Hunkeler "Untersuchungen über den Reinigungsverlauf

und den Sauerstoffverbrauch bei der Abwasserreinigung durch das Belebtschlammverfahren." Forschungs- und Entwicklungsinstitut für Industrie- und Siedlungswasserwirtschaft sowie Abfallwirtschaft e.v. in Stuttgart (1960) p. 77~79

- (27) T.M. Garrett and C.N. Sawyer "Kinetics of Removal of Soluble BOD by Activated Sludge" Proc. 7th Industrial Waste Conf., Purdue Univ. (1952) p.51
- (28) G.M. Fair, J.C. Geyer and D.A. Okun "Water and Wastewater Engineering" Vol. 2 John Wiley & Sons (1968) p. 25-4
- (29) W.W. Eckenfelder, Jr. "Theory and Practice of Activated Sludge Process Modifications." Water and Sewerage Works Vol. 106, No. 4, p. 147 (1961 Apr.)
- (30) 合葉修一, 戸田清, 石田範子 "活性汚泥法におけるBOD減少機構について" 第13回上下水道研究発表会講演集 p. 244 (昭37)
- (31) A. Pasveer "Research on Activated Sludge, V" Sewage

and Industrial Wastes, Vol. 27 No.7, p.783

(1955, July)

- (32) 岩井重久 神山桂一, 犬石藤天, 堤 武, “活性汚泥処理場における浮遊物質(SS)の粒度分布について”

第6回上下水道研究発表会講演概要集 p.11 (昭30, 6月)

- (33) 丹保憲仁 “水処理工学, 沈澱(I)” 水処理技術 Vol. 1, No. 12, p.41 (昭43, 12月)

- (34) G. G. Brown and 11 Associates “Unit Operations” John Wiley & Sons. (1950) p.76

- (35) G. M. Fair, J. C. Gray and J. C. Morris “Water Supply and Wastewater Disposal” John Wiley & Sons (1961) p. 916

- (36) 日本水道協会 “下水道施設基準” p.70 日本水道協会 (昭34)

- (37) 建設省監修 “下水道施設設計指針と解説” 日本下水道協会 (昭41)

- (38) H. A. Thomas, Jr. “Sewage Treatment in Low-Temperature Area. Report of investigation for the Sub-Committee

Waste Disposal, Comm. on San. Eng. and Environment "

Sewage and Industrial Wastes. Vol. 23, NO.1, p.1 (1967. Jan.)

(39) 神山桂一 “活性汚泥による生物化学的酸化過程の研究”
第1回衛生工学研究討論会講演論文集 p.1 (昭39. 12月)

(40) (35)に同じ p. 727 ~ 730

(41) 合葉修一, A. ハンフリー, N. スミス “生物化学工学 上”
東京大学出版会 (昭43) p. 107

(42) 橋本 奨, “活性汚泥の浄化理論とその応用” 水処理
技術, Vol. 9, NO. 5, p. 17 (昭43. 5月)

(43) 合田 健, 中面 弘, 宗宮 功, “活性汚泥法における
浄化機構の基礎的研究” 第3回衛生工学研究討論会講
演論文集 p. 1 (昭41. 11月)

(44) 神山桂一, “循環散水ばう気法による下水処理の研究”
土木学会北海道支部技術資料 第17号 p. 195 (昭38. 2月)

(45) 寺島重雄, 神山桂一, 真柄泰基 “活性汚泥法における
基質の動向(一) — CODおよびBODについて —” 第2回
土木学会年次学術講演会議演集 第2部 p. 383 (昭44. 9月)

(46) 寺島重雄, 神山桂一, 真柄泰基, 河村功一郎 “活性汚

泥法における温度の影響について” 第6回下水道研究
発表会講演集 p. 248 (昭44, 5月)

- (47) 寺島重雄, 神山桂一, 真柄泰基 宇土次光賢 “活性汚
泥法における基質の動向(三) —吸着反応を主とする基質
除去—” 第25回土木学会年次学術講演会講演集 第2部,
p. 411 (昭45, 11月)

- (48) 寺島重雄, 神山桂一, 真柄泰基 “活性汚泥法における
水温の影響” 下水道協会誌, Vol. 8, No. 82, p. 1 (昭46, 3月)

- (49) E. B. Phelps “Stream Sanitation” John Wiley & Sons
(1953) p. 71

- (50) 同上 p. 72

- (51) L. Walter “Composition of Sewage and Sewage Effluents-
Part II” Water and Sewage Works, Vol. 105, No. 12, p. 478
(1961 Dec.)

- (52) J. V. Hunter & H. Heukelekian “The Composition of Domestic
Sewage Fraction” Jour. Water Pollution Control Federation,
Vol. 37, No. 8, p. 1142 (1965, Aug.)

- (53) F. E. Stratton & P. L. McCarty “Prediction of Nitrification

Effects on the Dissolved Oxygen Balance of Streams "

Environmental Science and Technology, Vol. 1 No. 5 p. 495

(1967)

(54) C. T. Wezernak & J. J. Guanon "Evaluation of Nitritication in Streams" Proc. of A.S.C.E. Vol. 93, No. 5, p. 883 (1968)

(55) 加藤善盛 "活性汚泥の物質移動および代謝機構に関する基礎的研究" 北海道大学工学研究科学位論文 (昭五、3月)

(56) 丹保憲仁, 小笠原弘一 "生物性フロック形成機構に関する研究" 衛生工学 第15号 p. 1 (昭六、8月)

(57) 丹保憲仁, 宇土沢光賢 "高濃度凝集性粒子群の沈降特性" 第9回衛生工学研究討論会講演論文集 p. 16 (昭六、11月)

(58) 真柄泰基, 宇土沢光賢 "活性汚泥の沈降性状に関する基礎的研究" 同上 p. 10 (昭六、11月)

(59) 日本下水道協会 "下水試験方法 1967年版" 日本下水道協会 (昭四二、10月)

(60) APHS, AWWA, WPCF. "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater." (1965)

参 考 文 献 (第2章関係)

- (61) 石関秀徳 “寒冷地下水道の温度調査—札幌市下水道について—” 第6回上下水道研究発表会講演概要集
p.6 (昭30, 6月)
- (62) 鷹田正人 “寒地における下水処理に関する一考察”
第6回上下水道研究発表会講演概要集, p.36 (昭30, 6月)
- (63) (22)に同じ p.64
- (64) 林 猛雄 “寒地上水道における凍結防止とその防止に関する研究(Ⅱ)” 水道協会雑誌 第367号 p.21 (昭40, 4月)
- (65) 東京都水道局計画部 “水道局野方公舎における水の使用目的別実態調査第一次報告書” (昭48, 6月)
- (66) 尾島俊雄 “都市の設備計画—環境デザインへの指針”
鹿島出版会 (昭48, 6月) p.186
- (67) 渡辺 要, 柳町政之助 井上宇市 “建築設備ハンドブック”
朝倉書店 (昭42) p.534
- (68) A. P. Weber “Über die Berechnung der Wärmeverluste
direkt ins Erdreich verlegter Fernheizleitungen.”
Sanitär- und Heizungstechnik, 7. (1968)

- (69) 岡田旭郎 “地中埋設管の損失熱量と温度降下の概略計算法” 空気調和・衛生工学 Vol. 46, No. 5, p. 411 (1954. 5A)
- (70) 三機工業株式会社 “苫小牧中心街南地区地域暖房設備運転実績報告” 三機マンスリー No. 288, p. 12 (1950. 5A)
- (71) М. М. АНДРИЯШЕВ “Тепловой расчёт трубопровода, частично заполненного водой.” Водоснабжение и санитарная техника, (1957, декабрь)
- (72) R. N. ヤン, B. P. ワーケンティン “土質工学の基礎《土力学の挙動》” 鹿島出版会 (1947) p. 373
- (73) 伊福部宗天 “北海道に於ける道路の凍上；凍結深さおよび置換率に関する研究” 土木試験所報告 第20号 p. 1 (1936)
- (74) 境 隆雄 “河川の融雪流出に関する研究” 土木学会論文集, 第45号 (1936)
- (75) 神山桂一, 高畑征三郎 山本正二 “合流式下水道における雨天時流出汚濁負荷量について” 第35回土木学会年次学術講演会講演概要集 第2部 p. 530 (1950 10月)
- (76) 北海道電力株式会社提供資料
- (77) 和田 明 “小規模な海洋現象の数値実験—沿岸海洋で

- の拡散予測手法” 海洋科学, Vol. 4 NO 12, p. 27 (昭47.12月)
- 58) 神山桂一, 松並 壮 “SCP 廃水の活性汚泥法による処理”
下水道協会誌 第5巻, 52号, p. 2 (昭43. 9月)
- (79) 土木学会水理公式集改訂委員会編 “水理公式集”
昭和38年増補改訂版第2版, p. 424 (昭38. 11月) 土木学会
- 80) 渡辺 要 “防寒構造” p. 140 (昭32) 理工叢書
- 81) 岩井重久, 荏 進源 “し尿消化槽の加温装置の設計
(No. 1)” 水処理技術, Vol. 2, NO. 8, p. 67 (昭36. 8月)
- 82) 岩井重久, 荏 進源 “し尿消化槽の加温装置の設計
(No. 2)” 水処理技術, Vol. 2, NO. 9, p. 69 (昭36. 9月)
- (83) 樺根 勇 “水の循環” 小文学講座3 p. 31 (昭48. 1月)
- 共立出版

参 考 文 献 (第3章関係)

- (84) W.W. Eckenfelder & D. J. O'Conner "Biological Waste Treatment." p.91 (1961) Pergamon Press.
- (85) F. J. Ludzack, R. B. Schaffer, M. B. Ettinger, "Temperature and Feed as Variables in Activated Sludge Performance" Jour. W.P.C.F. Vol. 33, p. 141 (1961)
- (86) P. A. Oken "System of Bioprecipitation of Organic Matter from Sewage" Sewage Works Journal, Vol. 21, p. 763 (1949)
- (87) (36)に同じ, p. 84
- (88) (84)に同じ p. 40~41
- (89) 寺島重雄, "融雪水が下水処理効率におよぼす影響に関する研究" 昭和43年度札幌市委託研究報告書 (昭44, 3月)
- (90) 寺島重雄, "冬期間の下水処理に関する研究" 昭和44年度札幌市委託研究報告書 (昭45, 3月)
- (91) 寺島重雄, "冬期間の下水処理に関する研究(=)" 昭和45年度 札幌市委託研究報告書 (昭46, 3月)
- (92) 寺島重雄 "水温変動の下水処理機能に及ぼす影響につ

- いて” 下水道協会北海道支部委託研究報告書(昭47.3月)
- (93) 寺島重雄 “低水温時における負荷変動の下水処理機能に及ぼす影響について” 下水道協会北海道支部委託研究報告書(昭48.3月)
- (94) 寺島重雄 “積雪寒冷地における汚水処理に関する調査研究” 下水道協会北海道支部委託研究報告書(昭49.3月)
- (95) 北海道真駒内団地開発事務所 “真駒内団地下水処理場の簡易処理から活性汚泥法への移行に関する試運転およびこれに附随する水質試験成績報告書”(昭37.7月)